

ARMIERTER BETON.

1913. JULI.

INHALT:

Erfahrungen mit Stampfbeton. Von Staatsbaurat O. Franzius (Bremen). S. 259.

Die Berechnung des Trägers auf mehreren Stützen, mit gleichem und veränderlichem Querschnitt, mit frei drehbaren oder eingespannten Stützen. Von Professor A. Hertwig (Aachen). Schluß von S. 228.) S. 261.

Hallenbinderkonstruktion im Dampfsägewerk Koch, Eisingen (Württemberg). Von Dipl.-Ing. P. Noack (Stuttgart). (Schluß von S. 245.) S. 272.

Vortrag über „Pumpwerk alte Emscher“. Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner (Düsseldorf). S. 281.

Der Eisenbeton, die Zement- und Betonindustrie auf der Internationalen Baufachausstellung in Leipzig 1913. Bericht von Dipl.-Ing. Erich Conrad (Berlin). S. 286.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 290.

Wirtschaftliche Rundschau. S. 299.

Verschiedene Mitteilungen. S. 301. — Mitteilungen über Patente. S. 301. — Bücherbesprechungen. S. 302. — Neue Bücher. S. 302.

ERFAHRUNGEN MIT STAMPFEBETON.

Von Staatsbaurat O. Franzius (Bremen).

Bei dem Abbruche der im Jahre 1912 eingestürzten Mittelmauer der Hemelinger Schleppzugschleuse in Bremen*) werden zurzeit wertvolle

Beobachtungen über die Struktur von Stampfbeton gemacht. Der Abbruch wird so vorgenommen, daß unter Verwendung von kleinen La-

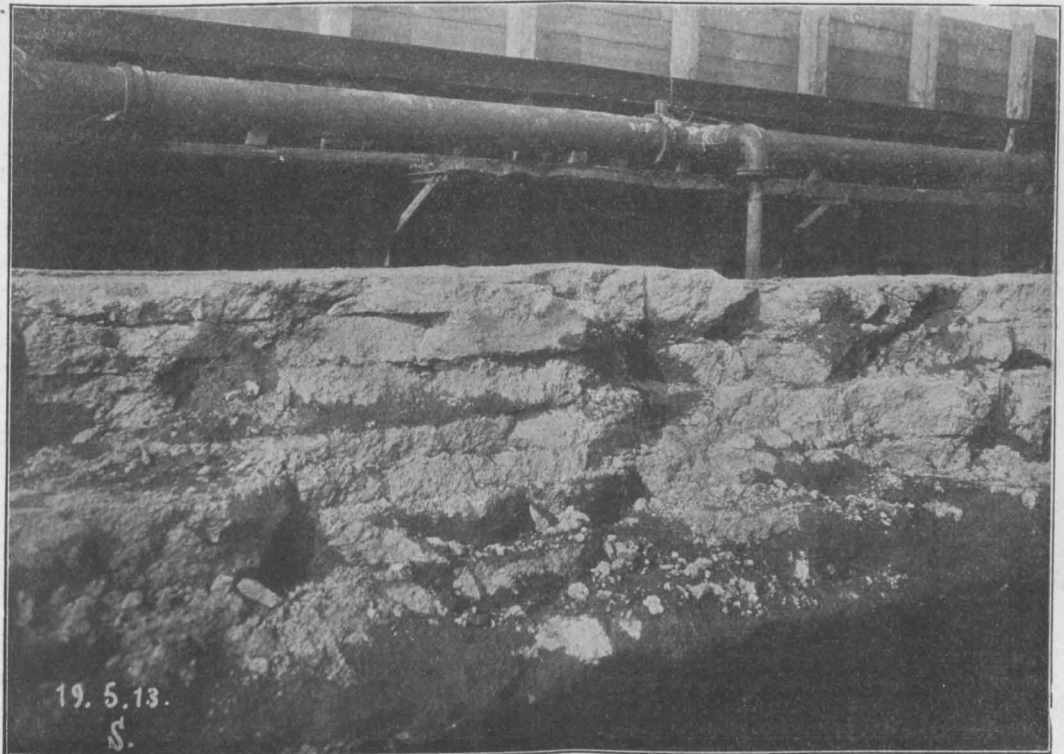


Fig. 1.

*) Am 9. Februar 1912 stürzte ein Stück von 20 m Länge der Mauer, die die Schleppzugschleuse vom Unterwasserkanal der kleinen Schleuse trennt, ein. Ein weiterer

rutschte bis zu 1 m in den Unterwasserkanal hinein. Die ganze Mauer wird erneuert, soweit sie freisteht und verstärkt, soweit sie zwischen den beiden Schleusen liegt. Es sind für die ganzen Arbeiten 2,7 Mill. M. bewilligt worden.

dungen des Sicherheitssprengstoffes Astralit mit etwa 1 m tiefen Sprenglöchern das Mauerwerk erschüttert und dann mit Spitzhacke und Keil abgebrochen wird. Abb. 1 zeigt einen im Abbruche befindlichen Betonkörper nach erfolgter Sprengung. Der Beton hat das Mischungsverhältnis

sonders mager ist, da $1:1\frac{1}{2}:8$ genau $1:5,3$ ist, jedoch etwa dem Verhältnis $1:6$ entsprechen mag, wenn man annimmt, daß nicht der ganze Traß als Bindemittel wirkt. Weniger auffällig, aber beinahe noch lehrreicher, ist ein gebrochener Pfeiler am Unterhaupte. Hier, Abb. 2, sind auch

ohne Sprengung die Schichtlinien genau im Beton zu erkennen. Die Linien sind zum größten Teile so deutlich, daß sie auch ohne Retouche in dem Lichtbilde deutlich zu erkennen sind. Für den Druck sind die Linien nach gezogen worden. Es liegt also auch hier, genau wie bei dem Trockendock V der Kaiserlichen Werft in Kiel, eine Blätterteigbildung vor, die zeigt, daß die Schichtenbildung nicht nur bei Preßluftbeton mit Kalk und Traß als Bindemittel, sondern auch bei Freiluftbeton mit Zement und Traß als Bindemittel auftritt. — Diese Erfahrung muß erneut zu den schwersten Bedenken bei der Verwendung von Stampfbeton führen. Ich bin der Ansicht, daß man bei Verwendung von Stampfbeton den Betonkörper nicht als einheitlichen Körper, sondern als ein Bündel schlecht aneinander geleimter Schichten zu betrachten und demgemäß auch zu berechnen hat. Das heißt also, daß das gesamte Widerstandsmoment bei Auflösung in „n“ Schichten statt

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

nur noch

$$\frac{n \cdot b \cdot \left(\frac{h}{n}\right)^2}{6} = \frac{1}{n} W$$

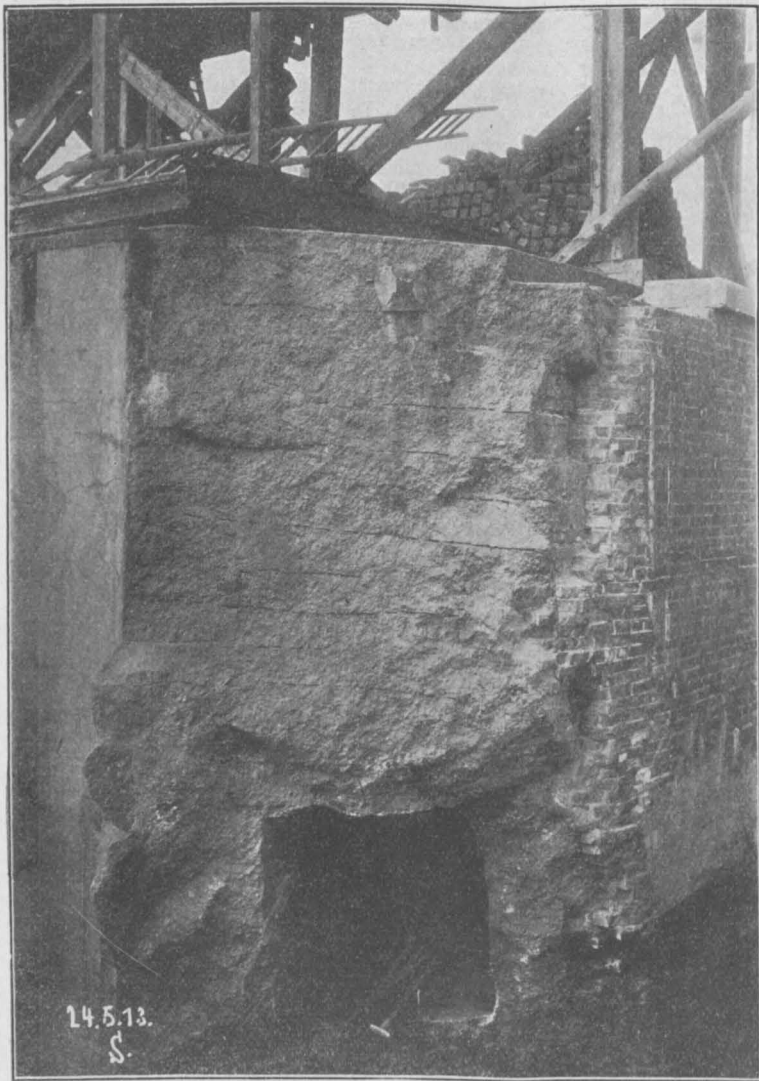


Fig. 2.

1 Zement: $1\frac{1}{2}$ Traß: 8 Kiessand. Der Erfolg der Sprengung ist die völlige Auflösung des Körpers in einzelne Stampfschichten. Der Abbruch geht dementsprechend sehr leicht vonstatten. Der Arbeiter treibt die Spitzhacke mit Schwung unter die oberste Platte, darauf werden Keile eingetrieben, bis die Platte bricht. Gewöhnlich brechen Stücke bis zu 1 qm Größe los. Zu bedenken ist dabei, daß die Mischung nicht be-

ist, wenn man kein Aneinanderhaften mehr annimmt. Sobald man mit nennenswertem Wasserdruk vor der Stirn der Schichten rechnen muß, scheint es mir geraten, tatsächlich mit $\frac{1}{n} W$ zu rechnen, weil das Wasser in die feinsten Poren dringt und bei dem Auftreten von Biegemomenten eine die Schichten auftrennende Wirkung ausübt.

Bei dem Umbau einer Helling in Kiel, die ich 1906/07 ausführte, wurden auch größere Betonmassen gesprengt. Es handelte sich hier um Schüttbeton. Bei diesem Bauwerk ist mir an keiner Stelle eine derartige Schichtbildung aufgefallen. Entsprechend den mit Stampfbeton ge-

machten Erfahrungen wird die ganze neue Mauer der Hemelinger Schleuse zu rund 25 000 cbm Beton als Gußbeton ausgeführt werden. Über die hierbei gemachten Erfahrungen werde ich später berichten. Zurzeit sind Versuche über die für Gußbeton zweckmäßigsten Mischungsverhältnisse im Gange.

DIE BERECHNUNG DES TRÄGERS AUF MEHREREN STÜTZEN, MIT GLEICHEM UND VERÄNDERLICHEM QUERSCHNITT, MIT FREI DREHBAREN ODER EINGESpanNTEN STÜTZEN.

Von Prof. A. Hertwig (Aachen).

(Schluß von S. 228.)

Der durchlaufende Träger auf Stützen, die am oberen Ende mit dem Träger verspannt sind, am unteren Ende ein Gelenk besitzen.

§ 6. Die Elastizitätsgleichungen und die Festwerte.

Wir wählen die Momente, welche die Winkel zwischen den Stützstäben und den durchlaufenden Trägern verdrehen, als statisch überzählige

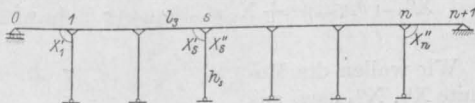


Fig. 19.

Größen X'_1, X''_1 bis X'_n, X''_n , so daß ein statisch bestimmtes Hauptsystem aus aneinanderhängenden einfachen Balken entsteht (Fig. 19).

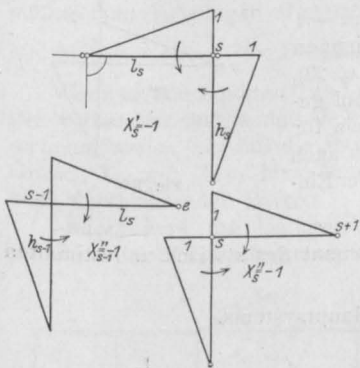


Fig. 20.

Die Momentenflächen infolge $X'_s = -1$ erstrecken sich über einen Trägereil l_s und eine Stütze h_s , infolge $X''_s = -1$ über l_{s+1} und h_s , das System der Gleichungen muß also genau so aussehen wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger mit frei drehbaren Stützen, da nur $\partial_{(s-1)''s'}$, $\partial_{s's'}$, $\partial_{s's''}$ von Null verschieden sind (Fig. 20).

$$\partial_{s's'} = \frac{1}{3} (l_s + h_s),$$

$$\partial_{s's''} = \frac{1}{3} h_s,$$

$$\partial_{(s-1)''s'} = \frac{1}{6} l_s.$$

Die senkrechte Belastung einer Öffnung, z. B. l_s , erzeugt eine Momentenfläche, die sich nur über die Öffnung l_s erstreckt, so daß nur $\partial_{m(s-1)''}$ und $\partial_{ms'}$ von Null verschieden sind. Es lassen sich also wie beim einfachen durchlaufenden Träger Verhältniszahlen z errechnen. Nur finden wir hier zweierlei Werte z , negative für die Verhältnisse

$$\frac{X'_s}{X''_s} = -z''_s \text{ und positive für } \frac{X''_{s-1}}{X'_s} = -z'_s.$$

Die Formeln haben einen ähnlichen Bau wie unter (5), (6) und (7):

$$\left. \begin{aligned} z''_{nr} &= -\frac{l_{n+1} + h_n}{h_n} \\ z'_{nr} &= \frac{2 \left(l_n + l_{n+1} \frac{h_n}{l_{n+1} + h_n} \right)}{l_n} \\ z''_{sr} &= -\frac{h_s + l_{s+1} \lambda'_s}{h_s} \\ z'_{sr} &= \frac{2 \left(l_s + l_{s+1} \lambda'_s \frac{h_s}{h_s + l_{s+1} \lambda'_s} \right)}{l_s} \\ \lambda'_s &= \frac{2 z'_{(s-1)r} - 1}{2 z'_{(s-1)r}} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Bei Trägern mit Vouten wird

$$\left. \begin{aligned} z''_{nr} &= -\frac{h_n + l_{n+1} K}{h_n} \\ z'_{nr} &= \frac{2 \left(l_n + l_{n+1} \frac{h_n}{h_n + l_{n+1} K} \right)}{l_n \frac{K_{ab}}{K}} \\ z''_{sr} &= -\frac{h_s + l_{s+1} \lambda'_s K}{h_s} \\ z'_{sr} &= \frac{2 \left(l_s + l_{s+1} \lambda'_s \frac{h_s}{h_s + l_{s+1} \lambda'_s K} \right)}{l_s \frac{K_{ab}}{K}} \\ \lambda'_s &= \frac{2 z'_{(s+1)r} - \frac{K_{ab}}{K}}{2 z'_{(s+1)r}} \end{aligned} \right\} \quad (17a)$$

Die positiven Werte χ_r bestimmen in jedem Felde ebenfalls einen Festpunkt R, und fängt man bei Feld l_1 an, die Werte χ_l einen Festpunkt L. Für diese Festpunkte gibt es eine Konstruktion, die W. Ritter auf anderem Wege abgeleitet hat.

Zu den Drittelsenkrechten und den verschränkten Drittelsenkrechten kommt hier eine weitere

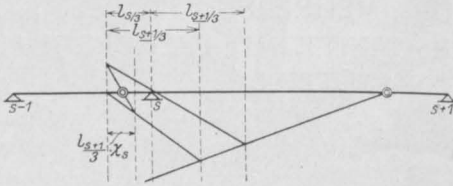


Fig. 21.

Gerade, die „Gerade der Elastizität“, die durch die Zahl χ bestimmt ist (Fig. 21):

$$\left. \begin{aligned} \chi_n &= \frac{h_n}{h_n + \frac{3}{2} l_{n+1}} \\ \chi_s &= \frac{h_s}{h_s + \frac{3}{2} l_{s+1} \chi'_s} \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

Ist $\chi = 1$, so haben wir frei drehbare Auflager, ist $\chi = 0$, dann haben wir starre Einspannungen der Auflagerpunkte. χ ist also ein Maß für die Elastizität der Stützen.

Haben wir Träger mit Vouten, so ergibt sich auch eine Konstruktion der Festpunkte, wenn die Zahlen μ und ν oder K und K_{ab} für alle Felder konstant sind. Statt der Drittelsenkrechten erscheinen Senkrechte im Abstand ψl_s und ψl_{s+1} vom Auflager s (entsprechend der Fig. 7):

$$\left. \begin{aligned} \psi &= \frac{K_{ab}}{2K + K_{ab}} = \frac{1}{\frac{2K}{K_{ab}} + 1} \\ \chi_n &= \frac{h_n}{h_n + l_{n+1} \frac{2K + K_{ab}}{2}} \\ \chi_s &= \frac{h_s}{h_s + l_{s+1} \chi'_s \frac{2K + K_{ab}}{2}} \end{aligned} \right\} (18a)$$

§ 7. Die Auflösung der Elastizitätsgleichungen und die Ableitung geschlossener Formeln für die X.

Die Auflösung der Gleichungen kann man nun in entsprechender Weise wie beim durchlaufenden Träger mit frei drehbaren Stützen durchführen. Entweder wählt man die Festpunktmomente L oder R als statisch überzählige Größen.

Dann legt man ein $\frac{2n}{2}$ fach statisch unbestimmtes Hauptsystem zugrunde und gewinnt die Festpunktmomente Y aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten. Oder man bestimmt die oben gewählten Momente X'_s bzw. X''_s usw. aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten, indem man ein $(2n-1)$ fach statisch unbestimmtes Hauptsystem zugrunde legt. Auch der von Müller-Breslau beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger

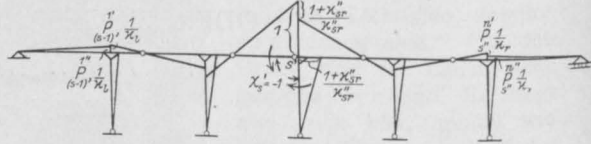


Fig. 22.

eingeschlagene Weg läßt sich hier benutzen. Wenn nur die Öffnung l_s belastet ist, lassen sich die X''_{s-1} und X'_s , die Momente an den Enden des Stabes l_s , aus zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten errechnen:

$$X''_{s-1} \chi''(s-1) l_s \partial(s-1)''_{s'} + X'_s \partial(s-1)''_{s'} = \partial_m(s-1)'',$$

$$X''_{s-1} \partial'_s(s-1)'' + X'_s \chi'_{sr} \partial'_s(s-1)'' = \partial_{ms}'$$

Wir wollen die Momente X'_s , X''_s usw. aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten ermitteln.

Da wir die Momentenflächen für $X'_s = -1$ oder $X''_s = -1$ unmittelbar aufzeichnen können (Fig. 22 u. 23), lassen sich sowohl geschlossene Formeln für die X angeben als auch die Gleichungen der Einflußlinien.

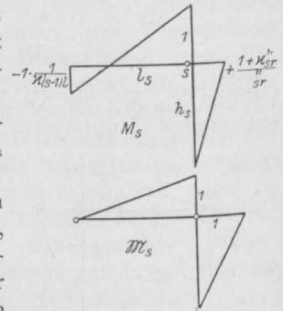


Fig. 23.

M_s ist das Moment des statisch unbestimmten Systems,

M'_s das des Hauptsystems.

$$\partial_{ss} = \int M_s M'_s ds \frac{J_c}{J},$$

$$\partial_{s's'} = \frac{h_s}{3} \left(\frac{1 - \chi''_{sl} \chi'_{sr}}{\chi''_{sr}} \right),$$

$$\partial_{s''s''} = \frac{h_s}{3} \left(\frac{1 - \chi''_{sl} \chi'_{sr}}{\chi''_{sl}} \right).$$

Haben wir ruhende Belastung p in jedem Felde und nennen wir $p_s l_s^3 = Q_s$, so finden wir:

$$X'_s = - \frac{z''_{sr}}{8 h_s (1 - z''_{sl} z''_{sr})} \left\{ \pm Q_1 \overset{1''}{P} \frac{1}{(s-1)'} z_1 \dots \pm Q_s (z'_{(g-1)l} - 1) \overset{(g-1)'}{P} \frac{1}{(s-1)'} z_1 + Q_s (z'_{(s-1)l} - 1) \overset{(s-1)'}{P} \frac{1}{(s-1)'} z_1 \right. \\ \left. + Q_{s+1} (z'_{(s+1)r} - 1) \overset{(s+1)'}{P} \frac{1}{z_r} \dots \pm Q_t (z'_{tr} - 1) \overset{t'}{P} \frac{1}{z_r} \pm Q_{n+1} \overset{n'}{P} \frac{1}{z_r} \right\} \quad (19)$$

Das positive Vorzeichen gilt, wenn s und t beide gerade oder ungerade sind, sonst das negative.

Sind die Trägheitsmomente den Vouten entsprechend veränderlich, so erscheint auch der Faktor $\frac{K_f}{K}$ gerade so, wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger.

Die Gleichungen der Einflußlinien lassen sich für konstantes Trägheitsmoment auch sofort hinschreiben:

$$X'_s = \pm \frac{1 z''_{sr}}{2 h_s (1 - z''_{sl} z''_{sr})} \times \\ \times l_t^2 (z'_{(tr)} C_1 - C_r) \overset{t'}{P} \frac{1}{z_r} \dots \quad (20a)$$

wenn die Öffnung t belastet ist.

Das positive Zeichen gilt, wenn s und t beide gerade oder ungerade sind:

$$X'_s = \pm \frac{1 z''_{sr}}{2 h_s (1 - z''_{sl} z''_{sr})} \times \\ \times l_g^2 (C_1 - z'_{(g-1)l} C_r) \overset{(g-1)'}{P} \frac{1}{z_l} \dots \quad (20e)$$

wenn die Öffnung g belastet ist.

Sind die Trägheitsmomente veränderlich, so müßte man zu obiger Momentenfläche nach der Multiplikation mit $\frac{J_c}{J}$ die Biegelinie zeichnen.

Wenn an den Punkten 0 und $n+1$ Einspannungen vorhanden sind, ändert sich nichts an der Berechnungsweise, nur daß die statisch überzähligen Größen X_0 und X_{n+1} hinzukommen, gerade wie beim durchlaufenden Balken.

Anders wird die Untersuchung aber, wenn die Endstützen heruntergezogen werden. Dann

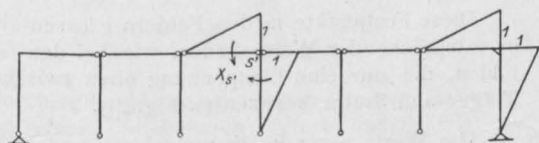


Fig. 24.

ist die bisherige Betrachtungsweise nicht mehr brauchbar, denn die Momentenfläche infolge $X'_s = -1$ erstreckt sich nicht mehr bloß über den Stab l_s und h_s , sondern auch über l_{n+1} und h_{n+1} (Fig. 24). So erscheinen in allen Elastizitätsgleichungen alle Unbekannte.

Wir werden später eine einfache Rechnung zeigen, die gestattet, auch diese Gleichungen schnell aufzulösen.

Der durchlaufende Träger

mit Einspannungen zwischen dem Balken und den Stützen und an den Enden der Stützen.

§ 8. Aufstellung der Gleichungen und Berechnung der Festwerte x .

Das System der Gleichungen ändert sich jetzt etwas, da das Fußpunktmoment X''' hinzukommt. Trotzdem werden wir sehen, bleibt der Rechnungsgang auch für diese Gebilde der gleiche wie für den gewöhnlichen durchlaufenden Träger.

Aus dem Zusammenhang der Momentenflächen für $X = -1$ folgt das bestehende Schema der

Fig. 25.

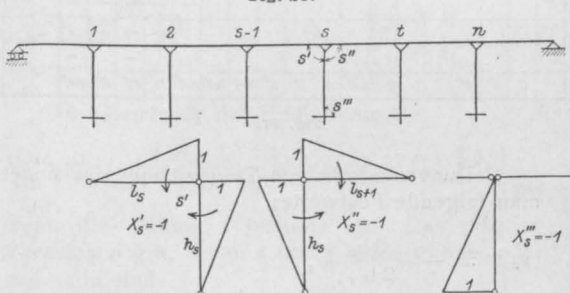


Fig. 26.

Gleichungen, wenn die Normalkräfte N vernachlässigt werden (Fig. 25–27).

Betrachtet man das System der Gleichungen zunächst ohne die Reihen und Spalten 0 und $n+1$, so ist bei der Belastung eines Feldes zu beachten, daß, ähnlich wie bei den früheren Gebilden, eine Belastung im Felde $(s-1) - s$ nur Verschiebungen $\delta_{m(s-1)''}$ und $\delta_{ms'}$ erzeugt, alle folgenden bis δ_{mn}''' sind 0 . Läßt man die Belastung links von $n-1$ angreifen, so sind die $\delta_{m(n-1)''} = \delta_{m(n-1)'''} = \delta_{mn'} = \delta_{mn}'' = \delta_{mn}''' = 0$; greift sie links von n an, dann sind die $\delta_{mn'}$ und δ_{mn}'' Null.

Daraus folgt, daß aus den zwei letzten homogenen Gleichungen mit drei Unbekannten die Verhältnisse

$$\frac{X_n'}{X_n''} = -z_{rn}'' \quad \text{und} \quad \frac{X_n''}{X_n'''} = -z_{rn}'''$$

errechnet werden können, die unabhängig von den Lasten links von n sind.

$$\left. \begin{aligned} \chi_n &= \frac{h_n}{h_n + \frac{4}{3} l_{n+1}} \frac{2K + K_{ab}}{2} \\ \chi_s &= \frac{h_s}{h_s + \frac{4}{3} l_{s+1}} \left(\frac{2K + K_{ab}}{2} \right) l_{s'} \end{aligned} \right\} \quad (22a)$$

An Stelle der Drittelsenkrechten treten solche in den Abständen ψl von den Stützen,

$$\psi = \frac{K_{ab}}{2K + K_{ab}};$$

wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger.

Sind die μ und ν nicht in allen Feldern gleich, dann ist die Konstruktion der Festpunkte nicht

sich die Momentenflächen mit Hilfe der Werte α_1 und α_r unmittelbar aufzeichnen, wie nebenstehende Fig. 28 zeigt. Es wird

$$d's's' = \int \mathfrak{M}'_s M'_s ds \frac{J_c}{J},$$

indem man für \mathfrak{M}'_s die Momente des statisch bestimmten Hauptsystems setzt.

$$d's's' = \frac{h_s (1 - \alpha'_{sl} \alpha'_{sr})}{4 \alpha'_{sr}},$$

$$d's''s'' = \frac{h_s (1 - \alpha'_{sl} \alpha''_{sr})}{4 \alpha'_{sl}}.$$

Ruhende Belastung in jedem Feld ergibt mit der Bezeichnung $p_s l^3 = Q_s$:

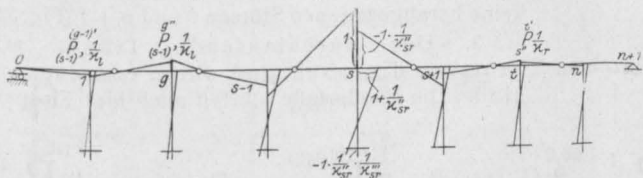
$$X'_s = - \frac{\alpha''_{sr}}{6 h_s (1 - \alpha'_{sl} \alpha''_{sr})} \left\{ \pm Q_1 \overset{1''}{P}_{(s-1)'} \frac{1}{\alpha_1} \dots \pm Q_g (\alpha'_{(g-1)l} - 1) \overset{(g-1)'}{P}_{(s-1)'} \frac{1}{\alpha_1} + Q_s (\alpha'_{(s-1)l} - 1) \overset{(s-1)'}{P}_{(s-1)'} \frac{1}{\alpha_1} + \right. \\ \left. + Q_{(s+1)} (\alpha'_{(s+1)r} - 1) \overset{(s+1)'}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_r} \pm Q_t (\alpha'_t - 1) \overset{t'}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_r} \dots \pm Q_{n+1} \overset{n}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_r} \right\} \quad (23)$$

$$X''_s = - \frac{\alpha'_{sl}}{6 h_s (1 - \alpha'_{sl} \alpha''_{sr})} \left\{ \pm Q_1 \overset{1''}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_1} \dots \pm Q_g (\alpha'_{(g-1)l} - 1) \overset{(g-1)'}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_1} + Q_s (\alpha'_{(s-1)l} - 1) \overset{(s-1)'}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_1} + \right. \\ \left. + Q_{(s+1)} (\alpha'_{(s+1)r} - 1) \overset{(s+1)'}{P}_{s''} \frac{1}{\alpha_r} \pm Q_t (\alpha'_t - 1) \overset{t'}{P}_{(s+1)'} \frac{1}{\alpha_r} \dots \pm Q_{n+1} \overset{n'}{P}_{(s+1)'} \frac{1}{\alpha_r} \right\} \quad (23a)$$

mehr in der einfachen Weise möglich, die Berechnung bleibt natürlich gültig, wenn man die Werte K in der entsprechenden Weise verallgemeinert. Das verursacht nur etwas mehr Rechenarbeit, ist aber doch leicht durchführbar.

§ 9. Die Auflösung der Gleichungen und die geschlossenen Formeln für die X .

Was in § 7 über die weitere Untersuchung der Gebilde gesagt ist, gilt auch hier. Von den verschiedenen möglichen Wegen wollen wir den



$$\begin{aligned}
 X''_{s-1} &= -\frac{X'_s}{z'(s-1)_l}, \text{ und } X'_{s+1} = -\frac{X''_s}{z'(s+1)_r} \\
 X'_s \left(\frac{l_s \lambda'_{sl} + h_s}{h_s} \right) - X''_s &= -\frac{1}{2} \\
 -X'_s + X''_s \frac{l_{s+1} \lambda'_{sr} + h_s}{h_s} &= +\frac{1}{2} \\
 \frac{l_s \lambda'_{sl} + h_s}{h_s} &= 1 - \frac{3}{2 z'_{sl}'''} \\
 \frac{l_{s+1} \lambda'_{sr} + h_s}{h_s} &= 1 - \frac{3}{2 z'_{sr}'''} \\
 X'_s &= \frac{z_{se}'''}{3 - 2 z'_{sl}''' - 2 z'_{sr}'''} \\
 \frac{X'_s}{X''_s} &= -\frac{z_{se}'''}{z_{sr}'''} \\
 X''_s &= \frac{-z_{sr}'''}{3 - 2 z'_{sl}''' - 2 z'_{sr}'''} \\
 X'_s - X''_s &= \frac{z_{sl}''' + z_{sr}'''}{3 - 2 z'_{sl}''' - 2 z'_{sr}'''}
 \end{aligned}$$

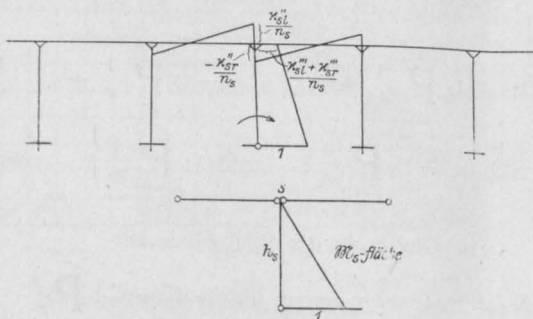


Fig. 29

Die Momentenfläche für $X_s''' = -1$ sieht also so aus, wenn

$$3 - 2 z_{se}''' - 2 z_{sr}''' = n_s \quad (\text{Fig. 29})$$

gesetzt wird:

(Die M_s -Fläche ist nebenbei gezeichnet.)

$$\phi_s''' = \frac{h_s}{2} \cdot \frac{2 - z_{sr}''' - z_{sl}'''}{3 - 2 z_{sr}''' - 2 z_{sl}'''}$$

Eine gleichmäßige Belastung in den einzelnen Feldern ergibt:

$$\begin{aligned}
 X_s''' &= \frac{1}{12 h_s (2 - z_{sr}'' - z_{sl}'')} \left\{ z_{sl}'' \left(\pm Q_1 \prod_{(s-1)'} \frac{1}{z_1} \dots \pm Q_g (z'_{(g-1)l} - 1) \prod_{(s-1)'} \frac{1}{z_1} \dots + Q_s (z'_{(s-1)l} - 1) \prod_{(s-1)'} \frac{1}{z_1} \right) \right. \\
 &\quad \left. + z_{sr}'' \left(Q_{s+1} (z'_{(s+1)r} - 1) \prod_{(s+1)'} \frac{1}{z_r} \dots \pm Q_t (z'_{tr} - 1) \prod_{(s+1)'} \frac{1}{z_r} \dots + Q_{u+1} \prod_{(s+1)'} \frac{1}{z_r} \right) \right\} \quad (25)
 \end{aligned}$$

Die Gleichungen der Einflußlinien lauten:

$$X_s''' = \frac{z_{sr}''}{3 h_s (2 - z_{sr}'' - z_{sl}'')} l_g^2 (C_l - z'_{(g-1)l} C_r) \prod_{(s-1)'} \frac{1}{z_1} \dots \quad (26)$$

$$X_s''' = \frac{z_{sr}''}{3 h_s (2 - z_{sr}'' - z_{sl}'')} l_t^2 (z'_{tr} C_l - C_r) \prod_{s''} \frac{1}{z_s} \dots \quad (26a)$$

Die Formeln für Belastungen an den Stützstäben h lassen sich bei den Gebilden mit eingespannten Stützen leicht angeben.

Für die Einspannungen bei 0 und $n+1$ gilt das in § 7 Gesagte. Wenn die Endstützen heruntergezogen werden, hört auch bei den zuletzt behandelten Gebilden die Gültigkeit der vorstehenden Rechnung auf.

Zusammenfassung.

Folgende Gebilde sind in der vorstehenden Untersuchung behandelt, so daß geschlossene Formeln der statisch überzähligen Größen und die Gleichungen der Einflußlinien angegeben sind:

1. Der durchlaufende Träger mit frei drehbaren Stützen, mit den Sonderfällen, die eine Einspannung der Endfelder bei 0 und $n+1$ besitzen, oder herabgezogene Endstützen, die auch eingespannt sein dürfen, aber eine horizon-

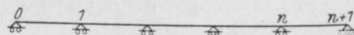


Fig. 30.

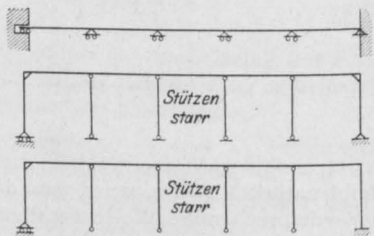


Fig. 31.

tale Beweglichkeit haben. Die Stützen müssen geringe Formänderungen infolge der Normalkräfte aufweisen (Fig. 30 u. 31).

2. Der durchlaufende Träger mit eingespannten Stützen. Beim Sonderfall dürfen auch Einspannungen bei 0 und $n+1$ auftreten, aber keine herabgezogenen Stützen 0 und $n+1$ (Fig. 32).

3. Der durchlaufende Träger mit Stützen, die oben und unten eingespannt sind. Die Sonderfälle dürfen auch hier Einspan-

nungen bei 0 und $n+1$ besitzen, aber keine herabgezogenen Stützen 0 und $n+1$. Die Normalkräfte der Stützen sollen keinen Einfluß haben (Fig. 33).

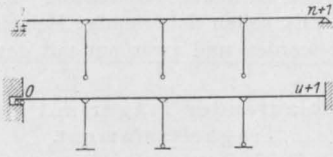


Fig. 32.

gleichem Trägheitsmoment. Die Länge der Stützen h kann verschieden sein, die Stäbe 1 können geneigt sein: Es geht dann nur der Cosinus der Neigungswinkel in die Rechnung ein. Natürlich brauchen die Stäbe nicht geradlinig zu sein, sie können aus beliebigen Stabzügen bestehen, nur

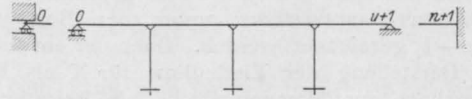


Fig. 33

Alle Untersuchungen sind für Träger mit Vouten ebenso einfach, wie für solche mit sind dann die Formeln der z usw. nicht mehr so einfach wie bei den oben durchgeführten Fällen.

r	1	2	3	Tabelle 1.			
z_r		3,717	3,54	gehört zu			
$\frac{1}{z_r}$		0,2688	0,2824	$z-1$	$(z-1) P \frac{1}{z}$	1	X
$P \frac{1}{z}$		0,2688*		2,717	0,7305	2	1
$P \frac{1}{z}$		0,0759		2,54	0,1928	3	
$P \frac{1}{z}$		0,0759			0,0759	4	
$P \frac{1}{z}$			0,2824	2,54	0,7170	3	2
$P \frac{1}{z}$			0,2824		2824	4	

1	1	2	3	Tabelle 2.			
z_1		3,54	3,717	$(z-1) P \frac{1}{z}$	gehört zu		
$\frac{1}{z_1}$		0,2824	0,2688	$z-1$	$(z-1) P \frac{1}{z_1}$	1	X
					1,0000	1	1
$P \frac{1}{z}$		0,2824			0,2824	1	2
$P \frac{1}{z}$		0,2824		2,54	0,7170	2	
$P \frac{1}{z}$			0,2688	2,717	0,7305	3	3
$P \frac{1}{z}$			0,0759	2,54	0,1928	2	
			0,0759		0,0759	1	

*) Die Klammern $\boxed{\quad}$ bedeuten, daß die durch die Klammern eingefassten $\frac{1}{x}$ zu multiplizieren sind. Zur Prüfung wird das Spiegelbild gerechnet.

Bei allen den genannten Gebilden sind die Elastizitätsgleichungen bei geeigneter Wahl der statisch überzähligen Größen so beschaffen, daß sich Verhältniszahlen z der Unbekannten für gewisse Belastungen ergeben.

Mit Hilfe der Verhältniszahlen z können die Momentenflächen der $n-1$ fach statisch unbestimmten Hauptsysteme unter der Belastung $X=-1$ gezeichnet werden. Dann ist entweder die Darstellung der Einflußlinie für X als Biegelinie zur Momentenfläche als Belastungsfläche möglich, oder die Ableitung geschlossener Formeln für die Unbekannten, indem man berücksichtigt, daß in einer Verschiebungsgröße des statisch unbestimmten Hauptsystems

$$\delta_{ms} = \int \mathfrak{M}_s M_s ds \frac{J_c}{J}$$

das willkürliche Belastungssystem so gewählt werden kann, daß sich die \mathfrak{M}_s nur auf ein statisch bestimmtes System beziehen.

Beispiele.

Durchführung der Rechnung beim durchlaufenden Träger.

Wichtig für die Anwendung eines Verfahrens ist eine übersichtliche Anordnung der Zahlenrechnung. Es sollen daher einige Beispiele durchgerechnet werden und zwar nur mit dem Rechenschieber.

1. Durchlaufender Träger mit gleichem Trägheitsmoment.

Der Einfachheit wegen wird ein symmetrischer Fall gewählt, doch ist die Rechenarbeit bei unsymmetrischer Anordnung nicht viel größer.

Berechnung der z Formeln 5, 6 u. 7.

$$z_{3r} = \frac{2(10,4 + 8)}{10,4} = 3,54$$

$$\lambda_2 = \frac{2 \cdot 3,54 - 1}{2 \cdot 3,54} = 0,859$$

$$z_{2r} = \frac{2(10,4 + 10,4 \cdot 0,859)}{10,4} = 3,717.$$

r	1	2	3	Tabelle 3.			
z_r		2,444	2,514				
$\frac{1}{z_r}$		0,4094	0,3979	$z-1$	$(z-1) P \frac{1}{z}$	1	X
$P \frac{1}{z}$		0,4094		1,444	0,591	2	1
$P \frac{1}{z}$		0,1629		1,514	0,2466	3	
$P \frac{1}{z}$		0,1629			0,1629	4	
$P \frac{1}{z}$			0,3979	1,514	0,6020	3	2
$P \frac{1}{z}$			0,3979		0,3979	4	

1	1	2	3	Tabelle 4.			
z_l		2,514	2,444				
$\frac{1}{z_l}$		0,3979	0,4094	$z-1$	$(-z) P$	1	X
					1	1	1
$P \frac{1}{z}$		0,3979			0,3979	1	2
$P \frac{1}{z}$		0,3979		1,514	0,6020	2	
$P \frac{1}{z}$			0,4094	1,444	0,5919	3	3
$P \frac{1}{z}$		0,1629		1,514	0,2466	2	
$P \frac{1}{z}$		0,1629			0,1629	1	

Für die Berechnung nach den geschlossenen Formeln (15) empfiehlt sich für die Bestimmung der Werte, die unabhängig von der Belastung sind, eine tabellarische Anordnung der Rechnung (Tabelle 1 u. 2).



Fig. 34.

In den obigen Formeln sind die z_1 und z_r , die zu einem Felde gehören, also die Festpunkte des gleichen Feldes bestimmen, mit dem gleichen Index versehen.

Die Klammerausdrücke werden mit dem Werte

$$\frac{X(s+1)r}{4l_s+1 (z(s+1)r z(s+1)l - 1)} \text{ multipliziert.}$$

Für X_1

$$\frac{3,717}{4 \cdot 10,4 (3,54 \cdot 3,717 - 1)} = 0,00734, \quad l_1^3 = 512$$

Für X_2

$$\frac{3,54}{4 \cdot 10,4 (3,54 \cdot 3,717 - 1)} = 0,007, \quad l_2^3 = 1124,9.$$

Nun kann man für jede beliebige Belastung einer Öffnung die Formel für X_1 hinschreiben, wenn man für jedes Feld den Wert $p_s l_s^3 = Q_s$ ausrechnet. Wir wollen hier der Einfachheit wegen die X für eine gleichmäßige Belastung g ausrechnen.

$$X_1 = g \cdot 0,00734 (512 \cdot 1 + 1124,9 \cdot 0,7305 - 1124,9 \cdot 0,1928 + 512 \cdot 0,0759)$$

r =	1'	2'	2''	3'	3''	Tabelle 5.			
z_r	2,406	2,673	2,406	2,659	2,333				
$\frac{1}{z_r}$	0,4155	0,3743	0,4156	0,3761	0,4288	$(z-1)$	$(z-1) P \frac{1}{z}$	zu X	zu l
$P \frac{1}{z} \frac{3''}{1''}$				0,1045			0,01045	1'	4
$P \frac{1}{z} \frac{3'}{1''}$			0,02437			1,659	0,0404		3
$P \frac{1}{z} \frac{2'}{1''}$	0,1556					1,673	0,2603		2
$P \frac{1}{z} \frac{3''}{2'}$				0,02513			0,02513	1''	4
$P \frac{1}{z} \frac{3'}{2'}$			0,05855			1,659	0,0371		3
$P \frac{1}{z} \frac{2'}{2'}$		0,3743				1,673	0,6259		2
$P \frac{1}{z} \frac{3''}{2''}$				0,0671			0,0671	2'	4
$P \frac{1}{z} \frac{3'}{2''}$			0,1565			1,659	0,2596		3
$P \frac{1}{z} \frac{3''}{3'}$				[0,1614]			0,1614	2''	4
$P \frac{1}{z} \frac{3'}{3'}$				[0,3761]		1,659	0,6238		3

Alle z sind als absolute Zahlen eingeführt.

In der Klammer erhalten die Produkte, die zu den anliegenden Öffnungen von X gehören, das gleiche Vorzeichen, die weiteren abwechselnde.

$$\begin{aligned} X_1 &= 8,475 \text{ g} \\ X_2 &= 9,26 \text{ g} \\ &= g \cdot 0,007 (-512 \cdot 0,2824 + 1124,9 \cdot 0,717) \cdot 2. \end{aligned}$$

Nach den Winklerschen Tabellen erhält man

$$X_1 = 8,5 \text{ g}, \quad X_2 = 9,27 \text{ g}.$$

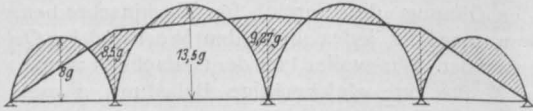


Fig. 35.

Die Probe ergibt, wenn man X_1 und X_2 in die Gleichung für X_2 einsetzt:

$$\begin{aligned} g \left(\frac{10,4}{6} \cdot 8,475 + \frac{10,4 \cdot 2}{3} \cdot 9,2 + \frac{10,4}{6} \cdot 8,475 \right) \\ = \frac{104^3}{24} \cdot g \cdot 2. \end{aligned}$$

Nach der Errechnung der Stützenmomente zeichnet man am einfachsten die Momentenfläche auf (Fig. 35).

2. Durchlaufende Träger. J veränderlich infolge Vouten.

$$\mu = 2, \quad \nu = 0,25,$$

$$K = 0,586, \quad K_{ab} = 0,824, \quad \frac{K_{ab}}{K} = 1,407,$$

Berechnung der Werte z s. Formeln 5a, 6a, 7a.

$$z_{3r} = \frac{2(10,4 + 8)}{10,4 \cdot 1,407} = \frac{18,4}{7,316} = 2,514$$

$$z_{2r} = \frac{5,028 - 1,407}{5,028} = \frac{3,621}{5,028} = 0,72$$

$$z_{2r} = \frac{2(10,4 + 10,4 \cdot 0,720)}{10,4 \cdot 1,907} = \frac{17,89}{7,315} = 2,444.$$

Für X_1 (Tabelle 3 u. 4):

$$\frac{2,444}{4 \cdot 10,4(2,444 \cdot 2,514 - 1)} = 0,01142$$

1	1''	1'	2''	2'	3''	Tabelle 6.			
z_1	2,333	2,659	2,406	2,673	2,406				
$\frac{1}{z_1}$	0,4288	0,3761	0,4156	0,3743	0,4156	$z - 1$	$(z - 1) P \frac{1}{z}$	zu X	zu 1
$P \frac{1}{z}$					0,01045		0,01045	3''	1
$P \frac{1}{z}$					0,02437	1,659	0,0404		2
$P \frac{1}{z}$					0,1556	1,673	0,2603		3
$P \frac{1}{z}$			0,02513				0,02513	3'	1
$P \frac{1}{z}$				0,03855		1,659	0,0971		2
$P \frac{1}{z}$				0,3743		1,673	0,6259		3
$P \frac{1}{z}$			0,0671				0,0671	2''	1
$P \frac{1}{z}$			0,1565			1,659	0,2595		2
$P \frac{1}{z}$		0,1613					0,1613	2'	1
$P \frac{1}{z}$			0,3761			1,659	0,6238		2
$P \frac{1}{z}$	0,4288						0,4288	1''	1
							1,00	1'	1

Die z_1 und z_r sind hier abweichend vom gewöhnlichen durchlaufenden Träger immer mit dem Index versehen, der dem anliegenden Stabende entspricht (Fig. 37).

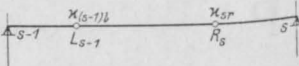


Fig. 37.

Für X_2 :

$$\frac{2 \cdot 514}{214,0} = 0,01175$$

$$\begin{aligned} X_1 &= g \cdot 0,01142 (512 \cdot 1 \\ &\quad + 1124,9 \cdot 0,591 \\ &\quad - 1124,9 \cdot 0,2466 \\ &\quad + 512 \cdot 0,1629) \\ &= g \cdot 0,01142 \cdot 982,5 = 11,21 \text{ g.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 &= g \cdot 0,01175 (-512 \cdot 0,3979 \\ &\quad + 1124,9 \cdot 0,6020) \\ &= 0,01175 \cdot 946,4 = 11,11 \text{ g.} \end{aligned}$$

Probe:

$$\begin{aligned} g \left(\frac{10,4}{6} \cdot 0,824 \cdot 11,21 \right. \\ \left. + \frac{10,4 \cdot 2}{3} \cdot 0,586 \cdot 11,11 \right. \\ \left. + \frac{10,4}{24} \cdot 11,21 \cdot 0,824 \right) \\ = \frac{10,4^3}{24} \cdot 2 \cdot 0,824. \end{aligned}$$

Die Momentenfläche sieht also jetzt so aus (Fig. 36):

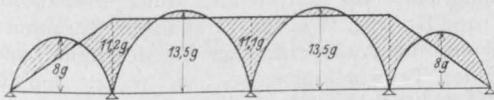


Fig. 36.

3. Der durchlaufende Träger, dessen Stützen mit dem Träger verspannt sind.

Berechnung der x -Werte:

$$x''_{3r} = -\frac{8+6}{6} = -\frac{14}{6} = -2,333,$$

$$x'_{3r} = 2 \left(\frac{10,4 + 8 \cdot 0,4288}{10,4} \right) = +2,659,$$

$$x'_2 = \frac{5,318 - 1}{5,318} = 0,8125,$$

$$x''_{2r} = \frac{-6 + 10,4 \cdot 0,8125}{6} = -2,406,$$

$$\frac{1}{x''_{2r}} = -0,4156,$$

$$x'_{2r} = 2 \left(\frac{10,4 + 10,4 \cdot 0,4156 \cdot 0,8125}{10,4} \right) = 2,673,$$

$$x'_1 = \frac{5,346 - 1}{5,346} = -0,813,$$

$$x'_{1r} = -\frac{6 + 10,4 \cdot 0,813}{6} = -2,406.$$

Tabelle zur Errechnung der Faktoren

	$\frac{x''_{sr}}{8 h_s (1 - x''_{rs} x''_{sl})}$	und	$\frac{x''_{ls}}{8 h_s (1 - x''_{rs} x''_{sl})}$	
	1	2	3	
$x''_{sr} x''_{sl}$	5,612	5,788	5,612	
$1 - x''_{sr} x''_{sl}$	-4,612	-4,788	-4,612	
$8 h_s (1 - x''_{sr} x''_{sl})$	-221,6	-229,9	-221,6	
$\frac{x''_{sr}}{8 h_s (1 - x''_{sr} x''_{sl})}$	+0,01086	+0,01047	+0,01053	für X'_s
$\frac{x''_{sl}}{8 h_s (1 - x''_{sr} x''_{sl})}$	0,01053	0,01047	0,01086	für X''_s

$$l_1^3 = 512$$

$$l_2^3 = 1124,86. \quad (\text{Tabelle 5 u. 6}).$$

$$\begin{aligned} X'_1 &= 0,01086 \text{ g} (512 \cdot 1 + 1124,86 \cdot 0,2603 \\ &\quad - 1124,86 \cdot 0,0404 + 512 \cdot 0,01045) \\ &= 8,31 \text{ g tm,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X''_1 &= 0,01053 (512 \cdot 0,4288 + 0,6259 \cdot 1124,86 \\ &\quad - 1124,86 \cdot 0,0971 + 512 \cdot 0,02513) \\ &= 8,7 \text{ g tm,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X'_2 &= 0,01047 \text{ g} (-0,1613 \cdot 512 + 0,6238 \cdot 1124,86 \\ &\quad + 0,2596 \cdot 1124,86 - 512 \cdot 0,0671) \\ &= 9,17 \text{ g tm.} \end{aligned}$$

Probe:

$$\begin{aligned} 1,733 \cdot 8,3 + 5,467 \cdot 9,17 - 9,17 \cdot 2 &= 46,9, \\ \cdot 46,86 &= 46,9. \end{aligned}$$

Bei den hohen Stützen von 6 m ist also die Abweichung bei Vollbelastung gegenüber dem frei drehbar gelagerten durchlaufenden Träger nicht erheblich (Fig. 38).

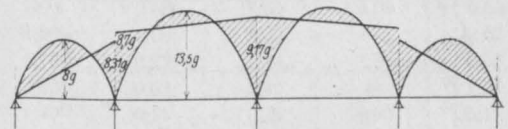


Fig. 38.

Die Berechnung bei einer Einspannung auch am Fuß der Zwischenstützen gestaltet sich ebenso.

Wenn die Belastung nicht überall gleichmäßig ist, müssen in der Klammer statt l_1^3 und l_2^3 die Werte $g_1 l_1^3$, $g_2 l_2^3$ usw. eingeführt werden. Die Rechnung bleibt also ebenso einfach.

HALLENBINDERKONSTRUKTION IM DAMPFSÄGEWERK KOCH, EISLINGEN
(WÜRTTEMBERG).

Von Dipl.-Ing. P. Noack (Stuttgart).

(Schluß von S. 245.)

Der Gang der Rechnung ist folgender ge-
wesen:

A. Für Eigengewicht.

1. Einteilung des Binders in Lamellen 10, 9, 8, . . . , 1, 0, 1', 2', . . . , 10' von 1,00 bis 2,44 m Länge, in der Weise, daß die Einzellasten der Nebenunterzüge in die Schwerachse der bezüglichlichen Lamellen fallen und Bestimmung der Lamellengewichte und zugehörigen Trägheitsmomente (Fig. 7 u. Tab. 1).

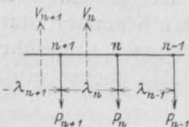
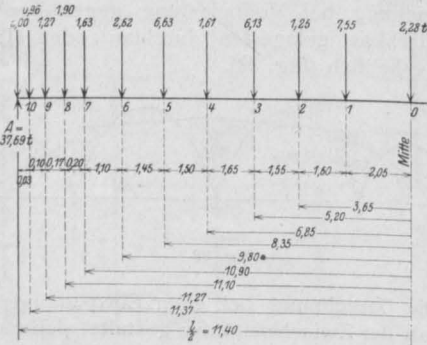
2. Ermittlung der Balkenmomente M_g^0 infolge Eigengewicht, unter Anwendung der nachstehenden Formeln (Tab. 2):

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n+1} + V_n \cdot \lambda_n \\ V_n &= V_{n+1} - P_{n+1} \end{aligned} \quad \dots \quad (III)$$

Tabelle 2.

Balkenmomente M_g^0 infolge Eigengewicht.

Spalte Nr.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Lamelle Nr.	V_{n+1}	P_{n+1}	V_n	λ_n	$V_n \cdot \lambda_n$	M_{n+1}	M_n
	t	t	t	m	mt	mt	mt
10	37,69	5,00	32,69	0,03	0,98	0,00	0,98
9	32,69	0,96	31,73	0,10	3,17	0,98	4,15
8	31,73	1,27	30,46	0,17	5,18	4,15	9,33
7	30,46	1,90	28,56	0,20	5,71	9,33	15,04
6	28,56	1,63	26,93	1,10	29,61	15,04	44,65
5	26,93	2,62	24,31	1,45	35,25	44,65	79,90
4	24,31	6,63	17,68	1,50	26,52	79,90	106,42
3	17,68	1,61	16,07	1,65	26,52	106,42	132,94
2	16,07	6,13	9,94	1,55	15,41	132,94	148,35
1	9,94	1,25	8,69	1,60	13,90	148,35	162,25
0	8,69	7,55	1,14	2,05	2,34	162,25	164,59



3. Bestimmung des Horizontalschubes H_g infolge Eigengewichts nach Gl. (Ia) sowie der Momente M_g nach Gl. (II) (vergl. Tabelle 3).

Es ergibt sich:

$$H_g = \frac{28\,816,8}{31,4 + 2240,3} = \frac{28\,816,8}{2271,7} = 12,69 \text{ t.}$$

Hierzugraphische Ermittlung der Normalkräfte N_g aus dem Kräfteplan in Fig. 8, Einzeichnung der Drucklinie für Eigengewicht zur Kontrolle der in Spalte 16 von Tabelle 3 errechneten Hebelsarme $\frac{M_g}{N_g}$.

B. Für Wind von rechts.

4. Bestimmung der auf die einzelnen Lamellen entfallenden Winddrücke infolge Windes von rechts (normal zum Binderstiel bzw. zur Dachhaut), graphisch (Fig. 7) und rechnerisch (Tab. 4).

Graphische Ermittlung der am statisch bestimmten Hauptsystem (links Gelenk A, rechts Rollenlager B angenommen) infolge des gesamten Winddruckes R_w auftretenden Auflagerreaktionen A_w und B_w (Fig. 11 u. 12). Graphische Zusammensetzung des Auflagerdruckes B_w der Reihe nach mit den Teilwindkräften w_{10}, w_9, w_8 zu den resultierenden $B + \sum w$ und graphische Bestimmung der Hebelsarme in bezug auf die zugehörigen Lamellenschwerpunkte, woraus ohne weiteres die Balkenmomente M_w^0 infolge Windes von rechts für alle Querschnitte folgen.

Hierauf aus Tabelle 4 Berechnung des Horizontalschubes H_w , der sich zu

$$H_w = - \frac{5179,7}{2271,7} = -2,28 \text{ t,}$$

also nach außen gerichtet, ergibt sowie der Momente M_w . Die zugehörigen Normalkräfte N_w sind dem Kräfteplan Fig. 11 zu entnehmen, in dem unter Berücksichtigung der Prinzipskizzen Fig. 12a bis 12c die am statisch unbestimmten System auftretenden endgültigen Auflagerreaktionen zu ergäßen waren. Der stark ausgezogene Linienzug in Fig. 11 ergibt die richtige Kraftverteilung, aus der sich ohne weiteres die Drucklinie für Wind von rechts aufzeichnen läßt.

Die Momente und Normalkräfte für Wind von links finden sich wegen der Symmetrie des Binders durch Vertauschung der entsprechenden Achspunkte.

5. In Tabelle 5 sind schließlich durch Kombination der für jeden Querschnitt ungünstigsten

Belastungsfälle die Maximalmomente und zugehörigen Normalkräfte zusammengestellt (Spalte 4a und 4b).

Maximales — M in Lamelle
7 = — 65,3 mt,

„ + M in Lamelle
1 = + 26,5 mt.

Die weiteren Spalten dieser Tabelle enthalten die Bestimmung der auftretenden größten Beanspruchung und die Wahl der Armierung.

Das dabei eingeschlagene Verfahren stützt sich auf die in „Dr.-Ing. W. Frank, Eisenbetonbau, Stuttgart 1911, Verlag von Konrad Wittwer“ auf Seite 87 fl. angegebene angenäherte Berechnungsweise exzentrisch beanspruchter Eisenbetonquerschnitte und die im Anhang, Seite 236, aufgestellten Tabellen für verschiedene Armierungsprozente „ μ “. Näher kann darauf hier nicht eingegangen werden.

Die größten Beanspruchungen betragen (ohne Berücksichti-

Fig. 14 a. Momentenlinien für Eigengewicht und Wind von rechts.

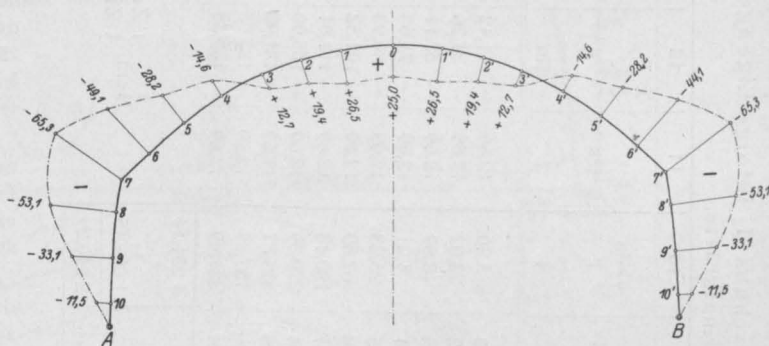
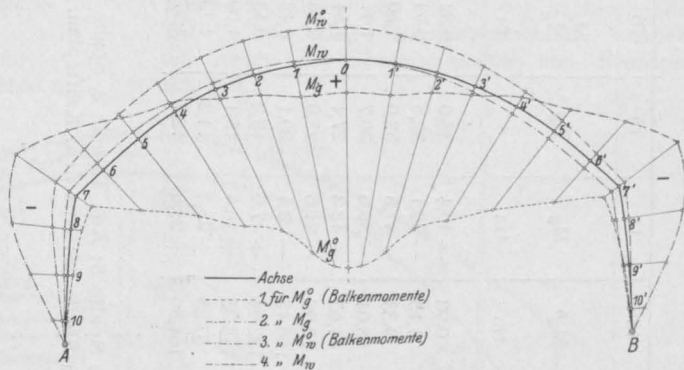


Fig. 14 b. Maximalmomentenlinie für Eigengewicht und Wind von rechts.

Tabelle 1. Hallenbinder Dampfsägewerk Joh. Koch, Eislingen.

Querschnittsabmessungen und Gewichte.

Lamelle	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nr.	b m	d m	F _b qm	J' = d ³ m ³	ds m	Kubik- inhalt m ³	Gewichte g t	Einzel- lasten G t	Gesamt- lasten P t
10	0,35	0,65	0,2275	0,27	1,76	0,40	0,96	—	0,96
9	0,35	0,83	0,2903	0,57	1,80	0,53	1,27	—	1,27
8	0,35	1,25	0,4375	1,95	1,80	0,79	1,90	—	1,90
7	0,35	2,00	0,7000	8,00	1,00	0,68	1,63	5,00	6,63
6	0,35	1,55	0,5425	3,72	2,00	1,09	2,62	—	2,62
5	0,35	1,20	0,4200	1,73	1,70	0,72	1,73	4,90	6,63
4	0,35	0,95	0,3325	0,86	2,00	0,67	1,61	—	1,61
3	0,35	0,85	0,2975	0,61	1,70	0,51	1,23	4,90	6,13
2	0,35	0,92	0,3220	0,78	1,60	0,52	1,25	—	1,25
1	0,35	1,02	0,3570	1,06	1,70	0,61	1,47	6,08	7,55
0	0,35	1,10	0,3850	1,33	2,44	0,95	2,28	—	2,28
J = $\frac{b d^3}{12}$; J' = d ³ ; J = $\frac{b}{12} \cdot J'$.				Zus.	19,50	7,47	17,95	20,88	38,83
Auflagerdruck eines Binders durch Eigengewicht:				Hierzu Lamellen 10'—1'	17,06	6,52	15,67	20,88	36,55
A _g = B _g = $\frac{75,38}{2} = 37,69$ t.				Summe	36,56	13,99	33,62	41,76	75,38

Tabelle 3. Bestimmung des Horizontalschubs H_g infolge Eigengewicht.
Momente und Normalkräfte.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
La- melle	x	y	ds	y ds	M_g^0	$M_g^0 y ds$	$J' = d^3$	$M_g^0 y ds$	$y^2 ds$	$\frac{y^2 ds}{J'}$	H_g	$-H_g \cdot y$	M_g^0	M_g	N_g	$\frac{M_g}{N_g}$
Nr.	m	m	m	m^2	tm	$t m^3$	m^3	t	m^3	1	t	tm	tm	tm	t	m
10	11,37	0,90	1,76	1,58	0,98	1,55	0,27	5,74	1,43	5,30	12,69	11,42	0,98	—	33,0	0,32
9	11,27	2,70	1,80	4,86	4,15	20,17	0,57	35,40	13,12	23,02	12,69	34,26	4,15	—	32,5	0,93
8	11,10	4,50	1,80	8,10	9,33	75,57	1,95	38,75	36,45	18,69	12,69	57,11	9,33	—	32,0	1,50
7	10,90	5,80	1,00	5,80	15,04	87,23	8,00	10,90	33,64	4,21	12,69	73,60	15,04	—	30,7	1,91
6	9,80	6,85	2,00	13,70	44,65	611,71	3,72	164,44	93,85	25,23	12,69	86,93	44,65	—	27,4	1,54
5	8,35	8,00	1,70	13,60	79,90	1086,64	1,73	628,12	108,80	62,89	12,69	101,52	79,90	—	25,0	0,86
4	6,85	9,05	2,00	18,10	106,42	1926,20	0,86	2239,77	163,81	190,48	12,69	114,84	106,42	—	20,1	0,42
3	5,20	9,85	1,70	16,75	132,94	2226,75	0,61	3350,41	164,94	270,39	12,69	125,00	132,94	—	18,2	0,43
2	3,65	10,40	1,60	16,64	148,35	2468,54	0,78	3164,79	173,06	221,87	12,69	131,98	148,35	—	15,1	1,09
1	2,05	10,80	1,70	18,36	162,25	2977,91	1,06	2809,35	198,29	187,07	12,69	137,05	162,25	—	14,2	1,78
0	0,00	11,00	2,44	26,84	164,59	4417,60	1,33	3321,50	295,24	221,99	12,69	139,59	164,59	—	12,7	1,97
Zusammen							16 069,17			1 231,14						
Hierzu La- mellen 10'—1'							12 747,67			1 009,15						
Summe							28 816,84			2 240,29						

Bem. { Zu Spalte 5: Aus Tabelle 2, Spalte 7.
Zu Spalte 15: Aus dem Kräfteplan.gung der Temperatur) in La-
melle 8:

$$\sigma_b = 487 \text{ t/qm} = 48,7 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 9200 \text{ „} = 920 \text{ „}$$

und in Lamelle 6:

$$\sigma_b = 41 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 1080 \text{ „}$$

Die gewählte Armierung ist eine für die Binderschwerachse symmetrische und schwankt für jede Eisenlage zwischen 0,4 und 1% des Binderquerschnittes. Die Gesamtarmierung beträgt also 0,8 bis 2% des Betonquerschnittes. Sie besteht durchweg aus Rundeisen von 25 mm \varnothing . Minimal sind für je eine Lage 4 \varnothing 25 mm, maximal 10 \varnothing 25 mm verwendet worden (vergl. Fig. 13a).

Eine graphische Übersicht der errechneten Momente findet sich in Fig. 14, während der Eisenauszug eines Binders in Fig. 15 zur Darstellung gelangt.

Zwischen Lamelle 4 und 3 ist der Übergang von den negativen zu den positiven Momenten. An der Stelle, wo $M = 0$ ist, wird die Querkraft am größten. Es sind daher dort zur Aufnahme der Schubspannungen einige Trageisen abgebogen. Zahlreiche Bügel, in Abständen von 20–30 cm, 7–16 mm \varnothing sind zur Verbindung der beiden Gurte senkrecht zur Binderachse angeordnet; sie sind überdies für die Montage der Trageisen von Bedeutung, worüber weiter unten noch einiges zu sagen sein wird.

6. Einfluß der Temperatur.

Der Horizontalschub infolge von Temperaturerhöhung bzw. -erniedrigung ist zu bestimmen aus der Gleichung:

$$H_t = \mp \frac{\alpha \cdot r \cdot l}{\frac{l_1}{E_e \cdot F} + \int_0^l \frac{y^2 ds}{E_b \cdot J}} \quad (IV)$$

Mit der in Gl. (I) vorgenommenen Umformung und Einsetzung des bereits berechneten Nenners ergibt sich:

$$H_t = \mp \frac{\alpha \cdot r \cdot l \cdot E_b \cdot b}{2271,7} \quad (IVa)$$

woraus mit Einsetzung für

α = Ausdehnungskoeffizient für Beton
= 0,000 013 7,

τ = Temperaturdifferenz = $\pm 15^\circ \text{C}$,

l = abgewinkelte Binderachse = 36,56 m,

Somit ergeben sich bei Berücksichtigung von Temperaturdifferenzen die in der nachstehenden Tabelle für einige Binderquerschnitte ermittelten Zusatz- und Gesamtmomente und -Beanspruchungen:

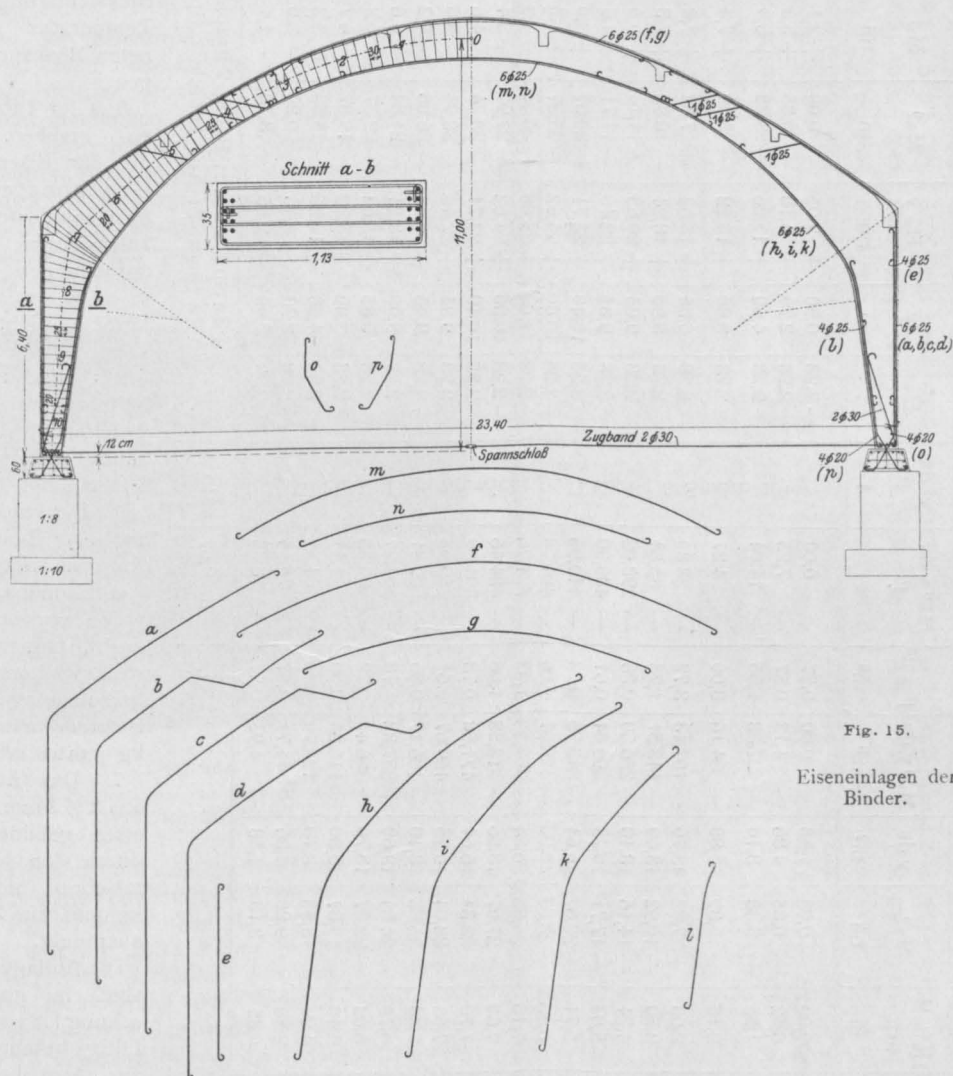


Fig. 15.

Eiseneinlagen der Binder.

$$E_b = 200\,000 \text{ kg/qcm} = 2\,000\,000 \text{ t/qm},$$

$$H_t = \mp \frac{0,000\,013\,7 \cdot 15 \cdot 36,56 \cdot 2\,000\,000 \cdot 0,35}{2271,7 \cdot 12}$$

$$= \mp 0,193 \text{ t.}$$

Die Zusatzmomente ergeben sich aus

$$M_t = -H_t \cdot y \dots \dots \dots (V)$$

worin H_t für die Lamellen 10—4 positiv, von da an negativ einzusetzen ist. Der Einfluß von H_t auf die Normalkräfte, den man aus den Kräfteplänen ohne weiteres ermitteln könnte, ist so gering, daß er hier vernachlässigt wird.

La- melle	Zusatz-Gesamt- Momente		Zusatz- Beanspruchungen		Gesamt- Beanspruchungen	
	mt	mt	σ_b kg/qcm	σ_c kg/qcm	σ_b kg/qcm	σ_c kg/qcm
Nr.						
8	-0,87	-54,0	0,3	5,0	49,0	925
7	-1,12	-66,4	0,5	25,0	35,0	905
6	-1,32	-50,4	0,6	30,0	41,6	1110
1	+2,08	+28,6	4,0	120,0	41,2	1020

Tabelle 4. Bestimmung des Horizontalschubs H_w infolge Windes von rechts. Momente und Normalkräfte.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	W	$B + \Sigma W$	Hebels- arm	M_w^0	y ds	$M_w^0 y ds$	$J' = d^3$	$\frac{M_w^0 y ds}{J'}$	$\frac{y^2 ds}{J'}$	H_w	y	$-H_w y$	M_w^0	M_w	N_w	$\frac{M_w}{N_w}$
La- melle Nr.	t	t	m	tm	m ²	tm ³	m ³	t	1	t	m	tm	tm	tm	t	m
10*	$0,405 \cdot 1,35 = 0,55$	0,96	∞	0,00	1,58	0,00	0,27	0,00	Wie für Eigengewicht (s. Tabelle 3 Spalte 10)	-2,28	0,90	+2,05	0,00	+2,1	0,75	2,74
9*	$0,405 \cdot 2,20 = 0,89$	1,64	0,52	-0,85	4,86	4,13	0,57	7,25		-2,28	2,70	+6,16	0,85	+5,3	0,75	7,17
8*	$0,405 \cdot 1,45 = 0,59$	2,18	1,55	-3,38	8,10	27,38	1,95	14,04		-2,28	4,50	+10,26	3,38	+6,9	0,75	9,19
7*	$\{0,405 \cdot 1,20 = 0,49\}$ $\{0,245 \cdot 0,66 = 0,16\}$	2,70	2,18	-5,89	5,80	34,16	8,00	4,27		-2,28	5,80	+13,22	5,89	+7,3	0,72	10,18
6*	$0,235 \cdot 2,32 = 0,55$	2,94	2,66	-7,82	13,70	107,13	3,72	28,80		-2,28	6,85	+15,62	7,82	+7,8	0,62	12,60
5*	$0,215 \cdot 1,65 = 0,36$	3,12	3,50	-10,92	13,60	148,51	1,73	85,84		-2,28	8,00	+18,24	10,92	+7,3	0,60	12,20
4*	$0,190 \cdot 2,15 = 0,41$	3,34	4,24	-14,16	18,10	256,30	0,86	298,02		-2,28	9,05	+20,63	14,16	+6,5	0,64	10,11
3*	$0,160 \cdot 1,85 = 0,30$	3,52	5,03	-17,71	16,75	296,64	0,61	486,30		-2,28	9,85	+22,46	17,71	+4,8	0,74	6,42
2*	$0,125 \cdot 1,72 = 0,22$	3,62	5,71	-20,67	16,64	343,95	0,78	440,96		-2,28	10,40	+23,71	20,67	+3,0	0,88	3,46
1*	$0,080 \cdot 1,82 = 0,15$	3,68	6,35	-23,37	18,36	429,07	1,06	404,78		-2,28	10,80	+24,62	23,37	+1,3	1,00	1,25
0	0,00	3,68	7,16	-26,35	26,84	707,23	1,33	531,76		-2,28	11,00	+25,08	26,35	-1,3	1,22	1,04
1	0,00	3,68	7,60	-27,97	18,36	513,53	1,06	484,46		-2,28	10,80	+24,62	27,97	-3,4	1,42	2,36
2	0,00	3,68	7,70	-28,34	16,64	471,58	0,78	604,59		-2,28	10,40	+23,71	28,34	-4,6	1,50	3,08
3	0,00	3,68	7,62	-28,04	16,75	469,67	0,61	769,95		-2,28	9,85	+22,46	28,04	-5,6	1,57	3,56
4	0,00	3,68	7,30	-26,86	18,10	486,17	0,86	565,31		-2,28	9,05	+20,63	26,86	-6,2	1,62	3,85
5	0,00	3,68	6,75	-24,84	13,60	337,82	1,73	195,27		-2,28	8,00	+18,24	24,84	-6,6	1,64	4,02
6	0,00	3,68	6,08	-22,37	13,70	306,47	3,72	82,38		-2,28	6,85	+15,62	22,37	-6,8	1,64	4,11
7	0,00	3,68	5,40	-19,87	5,80	115,25	8,00	14,41		-2,28	5,80	+13,22	19,87	-6,7	1,60	4,16
8	0,00	3,68	4,22	-15,53	8,10	125,79	1,95	64,51		-2,28	4,50	+10,26	15,53	-5,3	1,24	4,25
9	0,00	3,68	2,50	-9,20	4,86	44,71	0,57	78,44		-2,28	2,70	+6,16	9,20	-3,0	1,16	2,62
10	0,00	3,68	0,85	-3,13	1,58	4,95	0,27	18,33		-2,28	0,90	+2,05	3,13	-1,1	1,12	0,96

(Zu Spalte 2 u. 3: In Fig. 7 graphisch ermittelt.
 Zu Spalte 5: Aus Tabelle 3, Spalte 4.

Bem.

2240,29

-5179,67

Sa.

Die Temperatur-Zusatzspannungen erreichen hiernach den Größtwert von etwa 10% der ohne Berücksichtigung der Temperatur errechneten Beanspruchungen.

Aus der Tabelle ist zu ersehen, daß die für Eisenbeton-Großkonstruktionen mindestens zuzulassenden Beanspruchungen von $\sigma_b = 50$, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm nicht überschritten werden.

Als Mischungsverhältnisse waren vorgesehen für die gesamte Eisenbetonkonstruktion 1 Raumteil Portlandzement zu 4½ Raumteilen Juragrut mit scharfem Grubensand.

Die vor der Bauausführung festgestellte Druckfestigkeit des hergestellten Betons betrug 330 kg/qcm nach 28 Tagen.

7. Das Zugband, aus 2 Ø 30 mm Rundstahl gebildet, wird durch den Horizontalschub mit 985 kg/qcm auf Zug beansprucht.

Die Auflagerquader sind in guter Mischung 1:3 sehr sorgfältig betoniert und zur Aufnahme der senkrecht zur Druckrichtung auftretenden Zugspannungen durch ringartige Armierung verstärkt worden (vgl. Fig. 15).

Die Fundamentpfeiler bestehen aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:8 bzw. 1:10, ihre Druckbeanspruchung beträgt etwa 10 kg/qcm

Der Baugrund, der aus festgelagertem, grobem Kies besteht, wird durch die Einzelfundamente der Binder mit 1,74 kg/qcm beansprucht.

Zum Schluß seien mir noch einige Angaben über die

Bauausführung

gestattet.

Bei der Konstruktion des Lehrgerüsts mußte in erster Linie auf die Möglichkeit leichter und sorgfältiger Montage der Bindertrageisen Rücksicht genommen werden. Zu diesem Zweck wurde die eigentliche Binderschalung so eingerichtet, daß nach dem zeichnungsmäßigen Aufstellen und sorgfältigen Absprießen derselben auf der Baustelle (vergl. Fig. 16a) eine seitliche Schalwand provisorisch entfernt werden konnte, worauf die Eisenmontage von der Seite

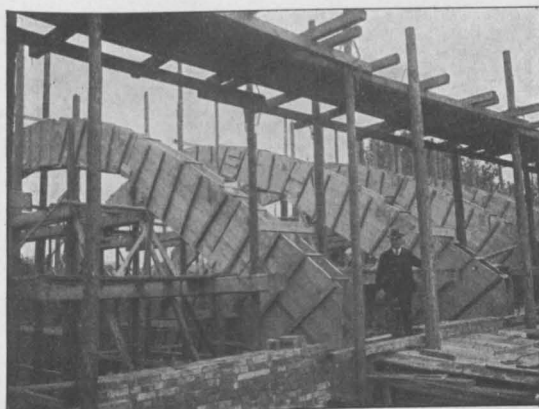


Fig. 16a

Abgebundene Binderbögen vor dem Abnehmen der einen seitlichen Schalwand.

her von einem über den ganzen Binder laufenden Steg aus ohne Schwierigkeit bewerkstelligt wurde (vergl. Fig. 17 u. 18). Die Montage in den 35 cm breiten und bis 2,0 m tiefen Binderkästen von oben her, wäre unmöglich gewesen.

Nach Beendigung der Montage wurde die zeitweise entfernte Schalwand wieder angebracht und durch Bolzen \varnothing 16 mm, die in Gasrohrstücken von 34 cm Länge eingebettet waren, sorgfältig mit der anderen, stehen gebliebenen Schalwand verschraubt. Die Gasrohrstücke verblieben im Beton und ermöglichten eine leichte Ausrüstung durch einfaches Herausschlagen der Bolzen.

In zweiter Linie wurde beim Entwurf des Lehrgerüsts eine gute gegenseitige Versteifung und leichte Ausschalmöglichkeit berücksichtigt. Wegen des bedeutenden Gewichts des einzubringenden Betons mußten die Abmessungen der verwendeten Hölzer sehr reichlich gewählt werden.

In Verbindung mit dem Lehrgerüst stehen drei Betontransportbahnen, die an der einen

Tabelle 5. Zusammenstellung der größten Momente infolge Eigengewichts und Windes. Dimensionierung.

Lamelle	1a u. 1b		2a u. 2b		3a u. 3b		4a u. 4b		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16a u. 16b	17a u. 17b		
	Wind von rechts		Wind von links		Eigen- gewicht		Maximal		d	d—a	6M N	α	μ	β	N ² 3 M $\frac{b}{b}$	σ _b	m	σ _e	F _b	Notwendiges F _e auf jeder Seite	Gewählte Armierung		
	M _w tm	N _w t	M _w tm	N _w t	M _g tm	N _g t	M	N														cm ²	0/0
Nr.	—	1,1	+ 2,1	0,8	—	10,4	33,0	— 11,5	34,1	0,71	0,67	0,332	0,0100	3,7	96,2	356	0,50	2700	2485	1,00	24,85	6 \varnothing 25	29,45
10	—	1,1	+ 2,1	0,8	—	10,4	33,0	— 11,5	34,1	0,71	0,67	0,332	0,0100	3,7	96,2	356	0,50	2700	2485	1,00	24,85	6 \varnothing 25	29,45
9	—	3,0	+ 5,3	0,7	—	30,1	32,5	— 33,1	33,7	0,95	0,89	0,151	0,0150	12,0	32,7	392	0,93	5500	3325	1,50	49,88	10 \varnothing 25	49,09
8	—	5,3	+ 6,9	0,8	—	47,8	32,0	— 53,1	33,2	1,25	1,19	0,124	0,0100	24,6	19,8	487	1,26	9200	4375	1,00	43,75	10 \varnothing 25	49,09
7	—	6,7	+ 7,3	0,7	—	58,6	30,7	— 65,3	32,3	2,00	1,92	0,158	0,0040	22,7	15,2	345	1,70	8800	7000	0,40	28,00	6 \varnothing 25	29,45
6	—	6,8	+ 7,8	0,6	—	42,3	27,4	— 49,1	29,0	1,55	1,51	0,149	0,0040	25,2	16,3	410	1,76	10800	5425	0,40	21,70	6 \varnothing 25	29,45
5	—	6,6	+ 7,3	0,6	—	21,6	25,0	— 28,2	26,6	1,20	1,16	0,182	0,0040	17,2	23,9	411	1,55	9550	4200	0,40	16,80	5 \varnothing 25	24,54
4	—	6,2	+ 6,5	0,6	—	8,4	20,1	— 14,6	21,7	0,95	0,91	0,225	0,0040	11,5	30,8	354	1,32	7000	3325	0,40	13,30	4 \varnothing 25	19,64
3	—	5,6	+ 4,8	0,7	—	7,9	18,2	+ 12,7	18,9	0,85	0,81	0,201	0,0040	14,2	26,8	380	1,45	8250	2975	0,40	11,90	4 \varnothing 25	19,64
2	—	4,6	+ 3,0	0,9	—	16,4	15,1	+ 19,4	16,0	0,92	0,88	0,121	0,0075	28,0	12,6	353	1,45	7650	3220	0,75	24,15	6 \varnothing 25	29,45
1	—	3,4	+ 1,3	1,0	—	25,2	14,2	+ 26,5	15,2	1,02	0,98	0,094	0,0075	44,8	8,3	372	1,61	9000	3570	0,75	26,78	6 \varnothing 25	29,45
0	—	1,3	— 1,3	1,2	—	25,0	12,7	+ 25,0	12,7	1,10	1,06	0,090	0,0075	50,8	6,1	310	1,64	7650	3850	0,75	28,88	6 \varnothing 25	29,45

Bei dem Betonieren wurde durchweg „plastischer“ Beton verwendet, der mit Sicherheit die Eisen umhüllt. Durch Verwendung geeigneter Stampfer wurde dieser wichtigen Anforderung an eine solide Ausführung noch besonders Rechnung getragen.

Die Binder wurden in zwei Teilen betoniert und zwar zunächst die beiden Binderstiele bis Unterkante der Randträger (am Ansatz der Dachhaut) und nach zweitägiger Erhärtung des Betons der Stiele, der bogenförmige Binderteil. Diese

Betoniergeschäft fortlaufend beobachten. Im bogenförmigen Binderteil erfolgte das Einbringen des Betons von oben her. Gleichzeitig mit den Bindern wurden die anschließenden Nebenunterzüge hergestellt, worauf sich sofort die Herstellung der schwachen Dachhaut anschloß.

Bezüglich der Ausführungszeit, die von der Bauherrschaft äußerst kurz bemessen war, sind folgende Daten erwähnenswert:

1. Herstellung des Reißbodens und Aufzeichnung der Binderform 8. Juni 1912;

2. Beginn der Einrüstung 10. Juni 1912;

3. Abbinden des 1. Binders, begonnen: 17. Juni, beendet: 19. Juni;

4. Eisenmontage des 1. Binders, einschl. Bügel und Zugband, begonnen: 22. Juni, beendet: 23. Juni;

5. Gerüst und sämtliche Binderschalen (7 Stück) fertig: 26. Juni;

6. Beendigung der Eisenmontage, der Binder und Nebenunterzüge; Dachhaut fertig eingeschalt: 2. Juli;

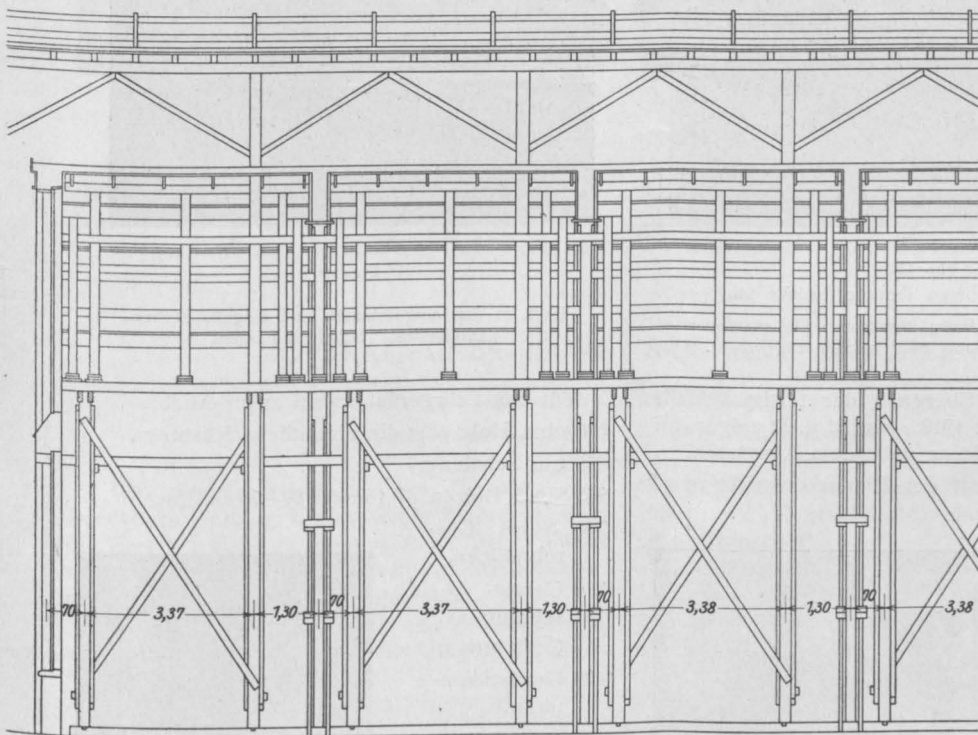
7. Betonieren der Binder und Nebenunterzüge begonnen: 4. Juli, beendet: 10. Juli;

8. Betonieren der Dachhaut, begonnen: 10. Juli, beendet: 12. Juli;

9. Zugband angezogen und in der Kellerdecke einbetoniert: 20. Juli;

10. Ausrüstung (beginnend mit der Dachhaut), begonnen: 10. August, beendet: 18. August;

*) Die mittels Girottschen Biegemessers gemessene Durchbiegung des Binderscheitels betrug $\frac{4}{10}$ mm.



Lehrgerüst.

Längenschnitt.

Maßnahme erschien deshalb angebracht, weil man bei dem Betonieren des ganzen Binders an einem Tage infolge des bedeutenden Gewichts starke Deformationen der Schalung, namentlich derjenigen der Binderstiele, befürchten mußte.

Die hintere, vierte Schalungsseite der Binderstiele blieb, wie Fig. 19 u. 20 zeigen, zunächst offen und wurde mit dem Fortgang des Betonierens durch Einlegen kurzer Brettstücke allmählich geschlossen. Auf diese Weise konnte man das

stemmen der Trageisen während des Betonierens ist, namentlich bei wichtigeren Konstruktionen, gänzlich zu verwerfen, weil man gar nicht kontrollieren kann, ob die Eisen nicht etwa viel zu hoch im Betonquerschnitt zu liegen kommen.

11. Gleichzeitig mit der Ausrüstung Schlemmen und Tünchen der gesamten Betonkonstruktion, anschließend Herstellung des Füllmauerwerks usw., des Oberlichtes und der Dach-

Beton für einen Binder (in fester Masse) 14 cbm; insgesamt einschl. Nebenunterzüge und Dachhaut 220 cbm.

Eisen für einen Binder 2 100 kg,
insgesamt 21 600 kg.

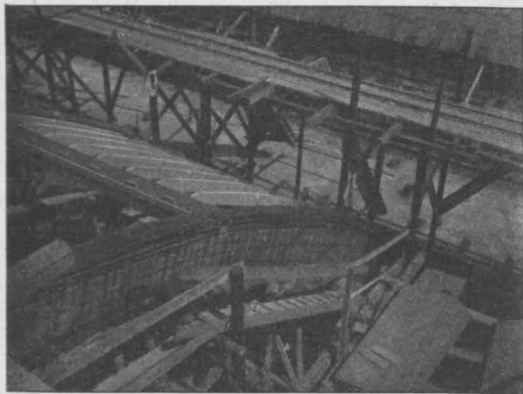


Fig. 17.

Blick von der oberen Transportbrücke aus.

Die Bindereisen sind fertig montiert. Die provisorisch entfernte Seitenschalung wird wieder angebracht.

eindeckung. Übergabe der fertigen Halle am 25. August 1912. Fig. 21 u. 22 zeigen die Binderkonstruktion nach dem Ausrüsten.

Die reine Bauzeit der Binderkonstruktion ab

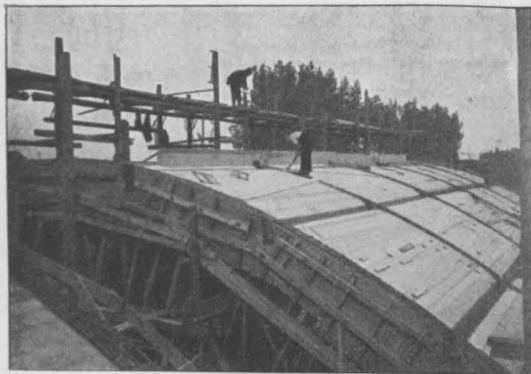


Fig. 18.

Eingeschaltete Dachhaut und Nebenunterzüge.

Im Vordergrund ist die wieder geschlossene, abgesperrte und verbolzte Schalung des nächstliegenden Binders zu sehen.

Oberkante Fundament, von der Herstellung des Reißbodens an bis zur Beendigung des Betonierens der Dachhaut, umfaßte also insgesamt die Zeit vom 8. Juni bis 12. Juli, demnach nur fünf Wochen. Dabei wurden folgende Materialmengen verarbeitet:

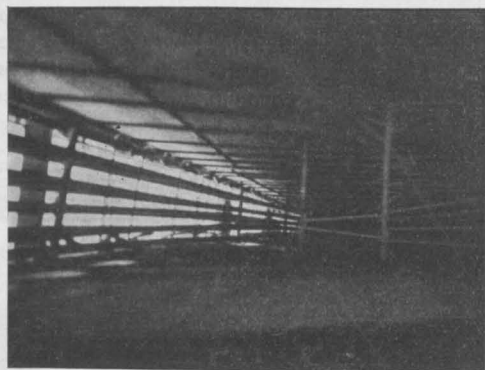


Fig. 19.

Blick in den eingeschalteten und eingeflochtenen Binderstiel. Schalwand offen.

Für das Lehrgerüst waren erforderlich:
170 cbm Holz (für die eigentliche Rüstung),
2050 qm Schalung,
700 Stück Bolzen \varnothing 16 mm, 80–90 cm lang,
700 Stück Gasrohrstücke,
350 Gerüstschrauben \varnothing 19 mm,
1400 Gerüstklammern.

Die Rüstung derartig hoher und weitgespannter Konstruktionen nimmt einen erheblichen Teil der Gesamtkosten in Anspruch, ein Umstand, der bei Voranschlägen vielfach nicht genügend gewürdigt wird. Bei Rüstungshöhen über 6–8 m und Spannweiten über 10–12 m sollten stets an Hand von Entwurfsskizzen

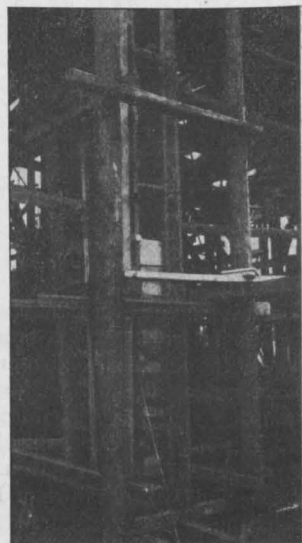


Fig. 20.

Betonieren der Binderstiele.

Die 4. Schalwand ist bis zur halben Höhe eingesetzt, während der obere Teil noch offen ist.

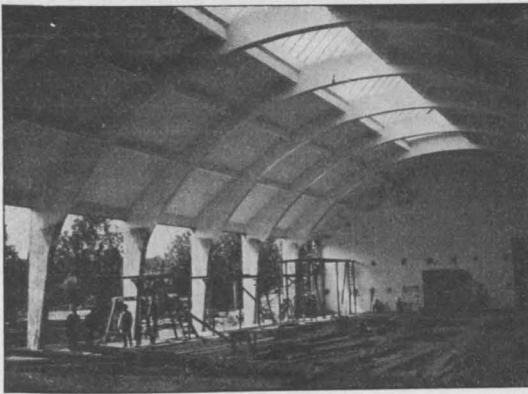


Fig. 21.

Ansicht der ausgeschalteten Halle mit Oberlicht.

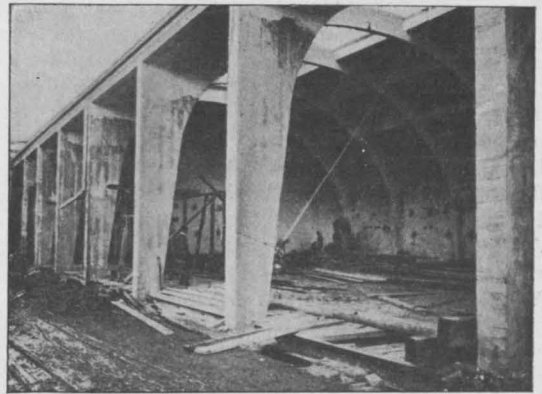


Fig. 22.

Ansicht der ausgeschalteten Konstruktion von außen.

die Kosten der Rüstung besonders ermittelt werden.

In dem vorliegenden Falle erforderte die

Rüstung etwa 21 % der Gesamtkosten der Betonkonstruktion ab Oberkante Fußboden oder 38 % der Kosten der sieben Binder allein.

VORTRAG ÜBER „PUMPWERK ALTE EMSCHER“.

Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner,

Oberingenieur der Firma Dücker & Cie., Düsseldorf.

Wer im Vororte Beeck bei Duisburg den Beeckbach entlang bis zu seiner Eimmündung in die Emscher wandert, dessen Blick wird, mitten zwischen häßlichen, formlosen Arbeiterkolonien, durch einen stattlichen Bau gefesselt.

Ein riesiger Tempel oder eine Gedenkhalle scheint es zu sein. Doch diese Umgebung, diese Stätte rastloser Arbeit, der die ringsum aufragenden Schloten und die glühenden Hochöfen das Gepräge geben, scheint ein wenig geeigneter Ort des stillen Gedenkens und der Einkehr. Und doch ist der Bau nicht Fehl am Ort. Er paßt zu seiner Umgebung, er ist selbst ein Symbol der Kraft und Arbeit und des

bezwingenden Menschengestes, es ist das größte Pumpwerk Deutschlands, das Pumpwerk der „Alten Emscher“.

Wie bekannt, wird die Emscher, die bei ihrem Lauf durch das Industriegebiet zahllose industrielle und städtische Abwässer aufnimmt, reguliert, ihr Bett teilweise verlegt und vertieft. Um die durch Einleitung der Abwässer entstehenden Mißstände zu beseitigen, die in der Hauptsache in starken Geruchsbelästigungen und Schlammablagerungen bestehen, werden Kläranlagen gebaut. Hierzu ist aber, um eine volle Wirkung zu erzielen, außer der Regulierung des Flußbettes, die Schaffung

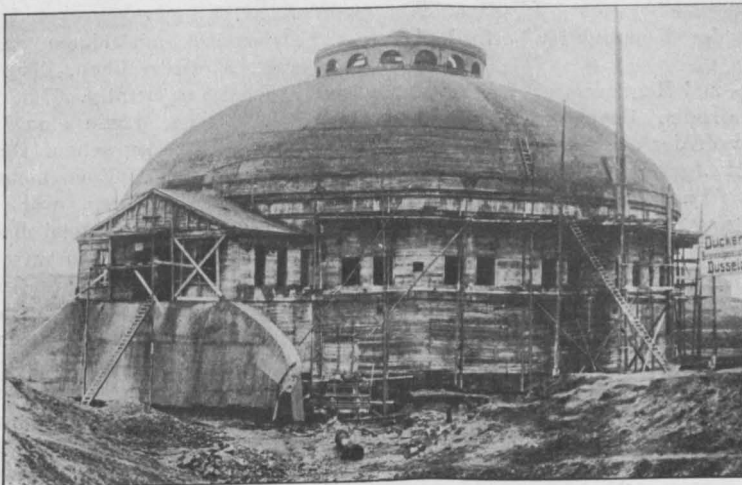


Fig. 1.

Ansicht der ausgeschalteten Kuppel.

bei dem Durchmesser von 41 m etwa 20 cm beträgt.

Daß diese Erscheinungen bei einer Kuppelkonstruktion von derartigen Abmessungen für den Konstrukteur nicht sehr erbaulich sind, können

zu gefährden, auch auf vertikale Setzungen Bedacht genommen. Besondere Vorkehrungen wurden auch getroffen, um den seitlichen Verschiebungen so gut als möglich zu begegnen. Es wurde für den untersten Teil der Sohle eine aus

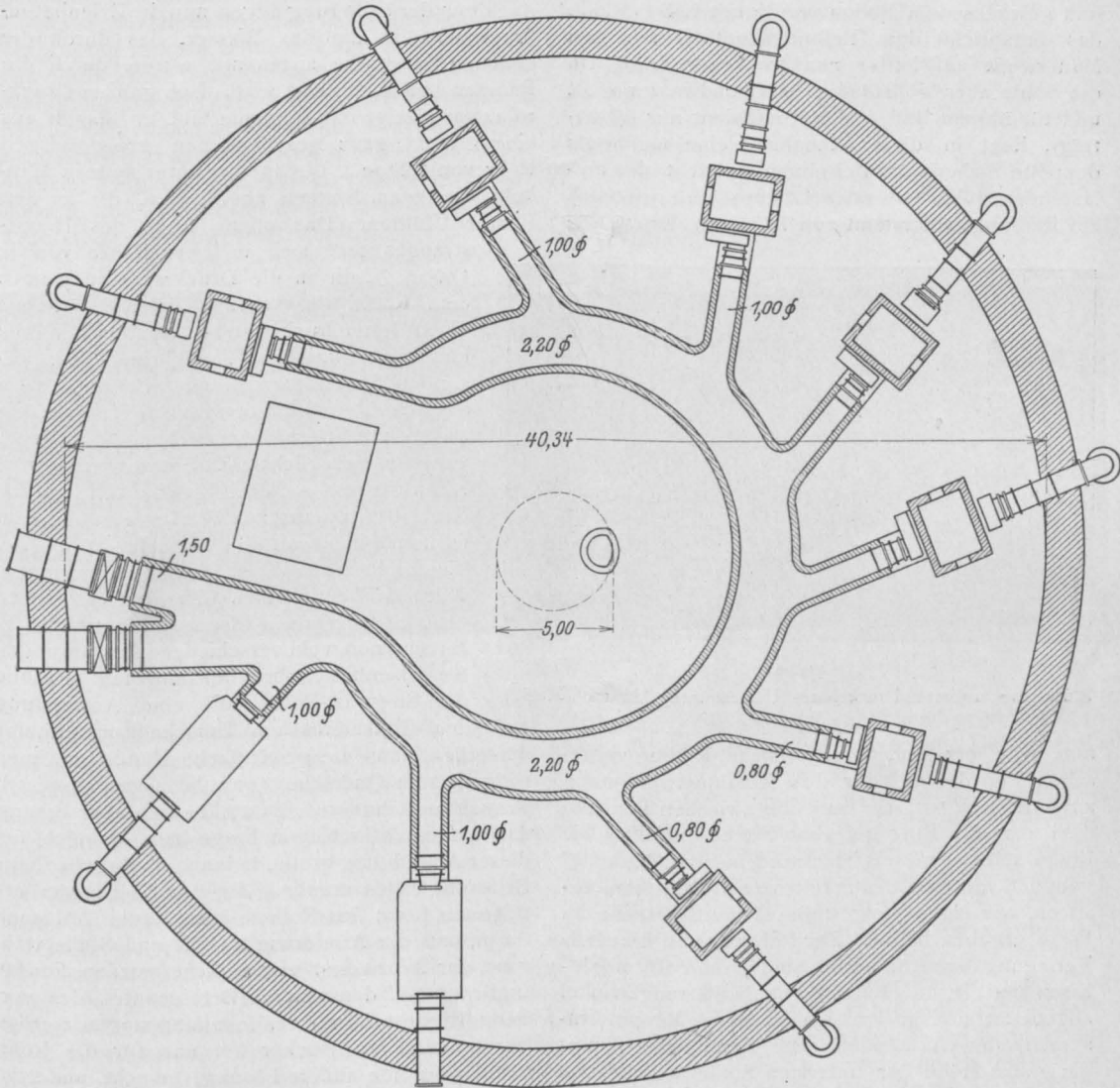


Fig. 3. Grundriß des Rohrstranges.

Sie sich ungefähr vorstellen. Es war eine Zeit lang dadurch auch der ganze Kuppelbau in Frage gestellt.

Da nur mit gleichmäßigen und nicht mit einseitigen vertikalen Setzungen nach Angabe der Sachverständigen zu rechnen war, waren besondere konstruktive Maßregeln hierfür bei der Sohle nicht erforderlich. Beim Aufbau wurde jedoch, um ganz sicher zu gehen und die Kuppel nicht

konzentrischen Ringen bestehende Stahlarmierung gewählt. Da über die Richtung der seitlichen Verschiebungen natürlich nichts bekannt war und man mit einer Verschiebung in jeder Richtung zu rechnen hatte, war die kreisförmige Armierung die zweckmäßigste.

Um über die zu wählende Stärke der Armierung einige Anhaltspunkte zu gewinnen, war es notwendig, gewisse Annahmen zu machen, über

deren Berechtigung sich natürlich streiten läßt. Es wurde angenommen, daß bei einer seitlichen Bewegung des Erdreiches unter der Sohle infolge der Reibung zwischen Erdreich und Beton auf die Sohle Kräfte in horizontalem Sinn übertragen werden. Der Reibungskoeffizient zwischen Beton und gewachsenem Boden wurde mit 0,65 gewählt, das entspricht dem Reibungskoeffizienten von Mauerwerk auf harter und trockener Erde. Da die Sohle aber vollständig im Grundwasser steht und für nassen Boden der Koeffizient nur 0,3 beträgt, liegt in dieser Annahme eine mehr als doppelte Sicherheit. Bei einem Gewicht der auflastenden Sohle von etwa 11 t pro qm, ergibt sich ein Reibungswiderstand von 7,15 t/qm. Es wurden

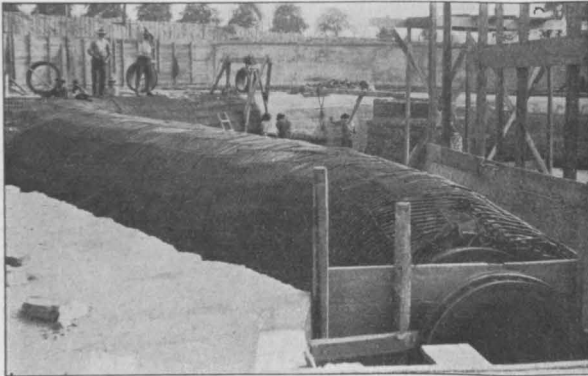


Fig. 4.

Stück eines armierten Druckrohres (Umschnürung Abramoff-Magid).

nun, wie erwähnt, konzentrische Ringe vorgesehen, von denen jeder den Reibungswiderstand aufzunehmen hat, der auf die zwischen ihm und dem nächsten Ring gelegene Fläche entfällt. Die Ringe selbst sind aus Stahlrundeisen von 30 mm \varnothing gebildet, die eine Festigkeit von 6700 kg/qcm besitzen, wie eigens angestellte Zerreißversuche im Werk ergeben haben. Zur Führung und besseren Verlegung der Rundeisen sind strahlenförmig U-Eisen verlegt, auf denen vertikale Führungswinkel angeietet sind in den den einzelnen Ringen entsprechenden Abständen. Die Armierung nimmt die ganze Höhe der untersten Sohlenschicht von 1,85 m ein.

Auf derselben Höhe läuft rings um das ganze Gebäude die Umlaufrinne, die den anfangs erwähnten Pumpensumpf bildet. Sie ist als Konsole von der Platte ausgekragt, die Konsolen sind in der Ringarmierung der Sohle verankert.

Über der Armierung liegt die Isolierschicht, da, wie erwähnt, das ganze Gebäude bis Galerieoberkante wasserdicht sein muß. Die Isolierschicht geht über die ganze Sohle weg und an der Innenseite der Umfassungswände durch die Sohle bis zur Galerie. Ein besonderes Dichtungsmittel ist

nicht verwendet, sondern nur ein sauberer Zementglattstrich ausgeführt und dieser in den horizontalen Teilen durch eine doppelte Ziegelflachschiicht und an den vertikalen Teilen durch eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Ziegelschuttschicht gegen mechanische Beschädigungen geschützt.

Über der Isolierung liegen nun die Eisenbetondruckrohre, in die das Wasser, das durch die eisernen Saugrohre angesaugt wurde, durch die Pumpen hineingedrückt wird. Den ganzen Druckrohrstrang zeigt das folgende Bild, er besteht aus einem nicht ganz geschlossenen kreisförmigen Rohr von 2,20 m l. \varnothing , an das unter spitzen Winkeln die neun Stützen anschließen, die zu den Pumpen führen. Das offene Ende des Hauptstranges teilt sich in zwei Rohre von je 1,60 m \varnothing , die in die Druckrohrleitung nach dem Rhein übergehen. Die Rohre haben einen Innendruck von 4 Atm. auszuhalten und mußte auf ihre Ausführung ganz besondere Sorgfalt angewendet werden, da sie sozusagen die Seele des ganzen Pumpwerkes bilden und nach Fertigstellung des Baues ganz unzugänglich sind. Sie waren zuerst in Eisen vorgesehen, doch hat eine Umfrage bei den größten deutschen Werken ergeben, daß es unmöglich war, die Anschlußstücke der kleinen Rohre an die großen, die sogenannten T-Stücke herzustellen. Man entschloß sich nun, diese Rohre in Eisenbeton auszuführen. Es sind nun wohl verschiedene Ausführungen für Eisenbetonrohre bekannt, ich erwähne die Siegwart-Rohre, die eine Anwendung des Considèreschen Umschnürungsprinzips

darstellen, dann die gewöhnliche Rundeisenarmierung mit zum Querschnitt parallelen geschlossenen Ringen und andere. Es stellte sich aber heraus, daß keines dafür hier in Frage kam, da sich bei dieser Ausführung große, beinahe unüberwindliche Schwierigkeiten ergaben, die zum Teil in der gebogenen Form des Rohres lagen, zum Teil auch darin, daß die Armierung an Ort und Stelle während der Arbeit erst eingebracht werden konnte und auch auf den inneren Betonmantel, der vorher fertiggestellt wurde, fest aufgezogen werden mußte. Die Fa. Dücker hat nun für die Rohrarmierung eine andere Lösung versucht, und zwar mit Hilfe der Umschnürung, System „Abramoff-Magid“. Das nächste Bild wird dies deutlicher veranschaulichen. Der Querschnitt des Rohres wurde in folgender Form gebildet:

Zuerst ein 20 cm starker Betonmantel, der innen wasserdicht geputzt wird, dann kommt die eben genannte Umschnürung und um diese nochmal eine 10 cm starke Betonschicht. Um die ganze Rohrleitung gegen ein Ausreißen aus der Sohle zu sichern, ist über die Rohre noch eine Schutzarmierung übergezogen, die in den seitlichen Sohlenbeton beiderseits weit eingreift.

Ich habe nun aus solchen kurzen 30 cm langen Spiraltafeln die ganze Hülle des Druckrohres zusammengesetzt. Es war dadurch der große Vorteil erreicht, daß man die Armierung stückweise um den Querschnitt herumlegen konnte und zuerst den untersten Streifen vor Aufstellung der inneren Schalung ausführen konnte. Nach Fertigstellung der ganzen inneren Betonschalung wurde nun an das vorhandene unterste Stück die übrige Umschnürung angeflochten und um den Betonmantel herumgezogen und festgespannt, worauf dann die Schlußtafeln genau eingepaßt wurden. Die erforderliche Länge dieser Tafeln konnte genau gemessen und diese dann an Ort und Stelle sofort angefertigt und eingesetzt werden.

gehen durch diese Decke durch. Der Schacht, der zum Einsteigen in diesen Brunnen dient, mußte der Hochwassergrenze wegen bis über diese hochgezogen werden. Er ist ebenfalls in Eisenbeton konstruiert und natürlich wasserdicht hergestellt.

Nun folgt der aufgehende Teil des Bauwerkes, der als kreisförmiger Zylinder von ca. 13 m Höhe und 41 m \varnothing ausgeführt ist und so auch gleich die günstigste Gestalt zur Aufnahme des äußeren, ziemlich beträchtlichen Wasserdruckes darstellt, da die Wassersäule fast bis zur Hälfte des Aufbaues reicht.

Wie bereits eingangs erwähnt, ist mit bedeutenden seitlichen Bodenverschiebungen zu rechnen. Wie Sie gesehen haben, ist die Sohle nun

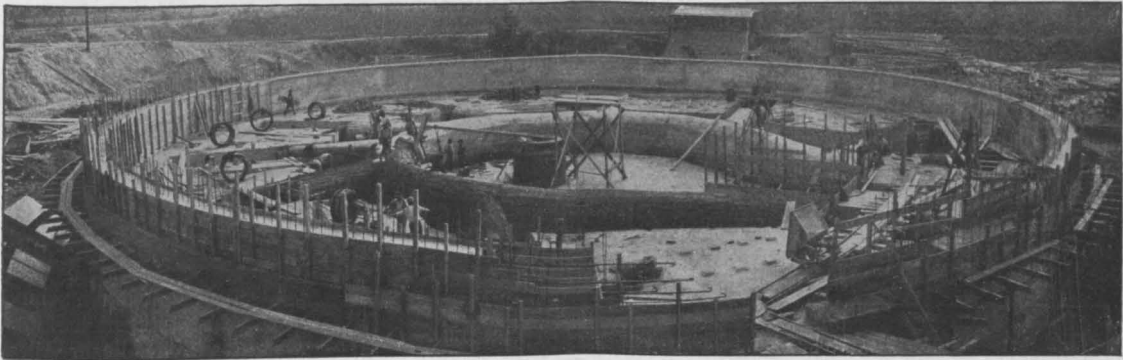


Fig. 5.

Das Zusammenziehen der Umschnürung und das Spannen geschah mittels Flaschenzüge, wie das Bild zeigt. Auch die Anschlüsse der Stützen an das Hauptrohr ließen sich verhältnismäßig einfach durch Verflechten der einzelnen Spiraltafeln bewerkstelligen.

Die angewendete Umschnürung der Rohre hat außer dem geschilderten Vorteil der einfachen Herstellung noch den Vorzug, daß sie ein auch in der Längsachse elastisches Rohr schafft, das Längsverbiegungen und Querbeanspruchungen, wie sie bei den Setzungen durch den Bergbetrieb nicht zu vermeiden sein werden, ohne Gefahr aufnehmen kann. Der Anschluß der Eisenbetonstützen an die Pumpen geschah durch eiserne Anschlußflanschenstücke, die in die Eisenbetonrohre gleich mit einbetoniert und mit der Eisenarmierung fest verbunden wurden.

In der Mitte der Sohle haben Sie noch einen Brunnen bemerkt, der zur Entnahme und Aufspeicherung von Kühlwasser für die Pumpen und Motoren dient. Er wurde als Eisenbetonbrunnen mit Eisenbetonschuh ausgeführt und abgesenkt. Er ist mit einer Eisenbetonplatte, die das Gewicht des auflagernden Betons zu tragen hat, nach oben abgeschlossen. Die Wasserentnahmeleitungen

so armiert, daß sie diese seitlichen Verschiebungen ohne Deformation aufnehmen kann. Um aber die große Kuppel, die auf diesen zylindrischen Umfassungswänden aufruht, unter keinen Umständen zu gefährden, sind auch die Wände kräftig armiert, um dem seitlichen Ausweichen der Sohle zu begegnen. Rechnungsmäßig lassen sich diese Deformationen natürlich kaum fassen. Wie Sie aus der Armierungsskizze später ersehen werden, ist unten am Fuß ein kräftiger Ring aus 14 Stück 30 mm \varnothing gelegt, dann unmittelbar über der Galerie und in der Höhe der Kranbahn ebenfalls ein solcher, abgesehen natürlich von dem eigentlichen Kuppelfußring oben im Hauptgesims. Zwischen diesen horizontalen Ringen sind kräftige vertikale Armierungseisen über den ganzen Umfang verteilt, und zwar in Abständen von 20 cm. Diese sind wieder durch horizontale Eisen, ebenfalls in 20 cm Abstand, versteift, die über die ganze Höhe der Umfassungswand reichen. Die Wand bildet so nicht nur einen gegen Zug und auch Druck vollständig widerstandsfähigen geschlossenen Ring, sondern kann, vermöge der vorgesehenen Armierung, auf kürzere Spannweiten als gekrümmter Träger, sogenannter Balkenträger, sich freitragen, falls entgegen den Angaben der

Bergleute doch Teile der Sohle streckenweise wegsacken sollten. Es ist darin nur eine besondere Vorsichtsmaßregel unsererseits zu erblicken.

Unmittelbar über der Hochwasserlinie läuft rings im Gebäude eine auf Konsolen ausgekragte Galerie, die teilweise zur Bedienung, teilweise zur Aufstellung verschiedener Behälter und Apparate für die Motoren und Pumpen dient. Der Eingang in das Pumpwerk erfolgt in Höhe der Galerie durch einen Vorbau, der als Brücke über die Umlaufrinne ausgebildet ist und zu dem ein aufgeschütteter Damm von der Zufahrtstraße führt.

Unterhalb dieses Vorbaues, der links und rechts vom Eingang noch Bureauräume enthält, befindet sich eine Kammer für Akkumulatoren. Da diese Kammer vollständig im Hochwasser liegt, sind sowohl der Boden als die Seitenwände auf Wasserdruk dimensioniert. Den oberen Abschluß des Vorbaues bildet ein breites Satteldach mit einem schön ausgebildeten Dreiecksgiebel. In einer Höhe von 3,60 m über der Galerie läuft die Kranbahn rings um den Bau. Oberhalb und unterhalb der Kranbahn sorgen je 40 Fenster für die Beleuchtung des Innenraumes. (Schluß folgt.)

DER EISENBETON, DIE ZEMENT- UND BETONINDUSTRIE AUF DER INTERNATIONALEN BAUFACHAUSSTELLUNG IN LEIPZIG 1913.

Bericht von Dipl.-Ing. Erich Conrad (Berlin).

Das Jahr 1913 hat uns in Deutschland zwei große Ausstellungen gebracht: die Jahrhundertausstellung in Breslau und die Baufachausstellung in Leipzig. Beide Ausstellungen stehen der Idee nach im Zusammenhang mit der großen Zeit vor 100 Jahren und zwar die Breslauer mehr wegen

„Straße des 18. Oktober“, die vom Völkerschlachtdenkmal ausgehend eine unmittelbare Verbindung dieses Monumentes mit der Stadt bilden soll. Zwei von den drei Eingängen in die Ausstellung liegen an dieser Straße. Senkrecht zur „Straße des 18. Oktober“ und parallel mit einem die Ausstellung schneidenden viereckigen Eisenbahneinschnitt verläuft die Lindenallee. An dem einen Ende dieser Allee, an der Reitzenhainer Straße, liegt das dritte Ausstellungstor, das im allgemeinen als Haupttor empfunden wird, da es am monumentalsten ausgebildet ist und an ihm die Verwaltungsgebäude liegen. Den Abschluß der Lindenallee bildet die Betonhalle, Fig. 1, auf die weiter unten noch näher eingegangen werden wird.

Die Architekten der Ausstellung, die sächsischen Bau- räte Weidenbach und Tschammer, haben es nun sehr gut verstanden, dieses Gelände von 400 000 qm Größe in einer sehr übersichtlichen Weise aufzuteilen. Das durch den Eisenbahnabschnitt abge-

trennte kleinere Stück enthält auf der einen Seite von der „Straße des 18. Oktober“ die landwirtschaftliche Sonderausstellung, auf der anderen den Vergnügungspark. Im eigentlichen Ausstellungsteil bildet den Mittelpunkt das Hauptgebäude, das aus zwei 197 m langen und 28,5 m breiten Seitenhallen besteht, von denen die eine der Baukunst, die andere den Baustoffen gewidmet ist, sowie aus dem einen Flächenraum von



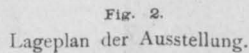
Fig. 1.

Ansicht der Betonhalle.

ihres Inhaltes, die Leipziger mehr durch den Ort, an dem sie aufgebaut ist: das jetzige Ausstellungsgelände bildete einen Teil des großen Leipziger Schlachtfeldes und liegt daher so dicht an dem zur Erinnerung an jenen Leipziger Sieg errichteten Denkmal, daß der Blick auf dieses Monument für die Aufteilung des Platzes maßgebend wurde.

Wie der Lageplan der Ausstellung (Fig. 2) zeigt, wird das Gelände durchschnitten von der

von denen die eine 105 m lang und 50 m breit, die andere 100 m lang und 30 m breit ist. Außer dem sind auf dem Gelände noch zahllose kleinere Sonderpavillons verstreut und auch eine Anzahl von ziemlich großen Hallen, die zur Pflege des leiblichen Wohles der Besucher dienen, sind nicht vergessen; in ihrer Nähe, hinter dem Haupt-



Die Ausstellung macht in der Gruppierung und der Architektur fast aller Gebäude einen hervorragenden Eindruck, wozu natürlich der gärtnerische Schmuck des Geländes nicht unbeträchtlich beiträgt. Dem Äußeren entspricht im allgemeinen auch der Inhalt, der ein gutes Zeugnis von dem hohen Stand und der großen Bedeutung der Bauindustrie ablegt. Von dem internationalen



Fig. 3.

Ausstellung des Stahlwerksverbandes und des Vereines
Deutscher Brücken- und Eisenbauabfabriken.

Charakter der Ausstellung merkt man allerdings nicht allzuviel. Ein besonderes Haus hat nur der österreichische Staat gebaut, das rumänische Haus scheint mehr Kaffee- und Weinhaus zu sein, wenn auch in ihm einige Erzeugnisse des rumänischen Kunstgewerbes ausgestellt sind.

In der wissenschaftlichen Abteilung spielen die Ausstellungen einiger amerikanischer Großstädte eine wichtige Rolle und in der Haupthalle gehören zu den Ausstellern viele Italiener. Um so mehr

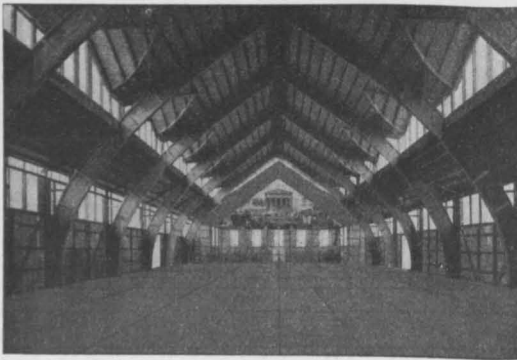


Fig. 4.

Sporthalle.

ist es anzuerkennen, daß die deutsche Bauindustrie eine so große Ausstellung fast allein zu füllen vermag.

Die meisten Gebäude sind natürlich in der üblichen Art der Ausstellungshäuser gebaut; es

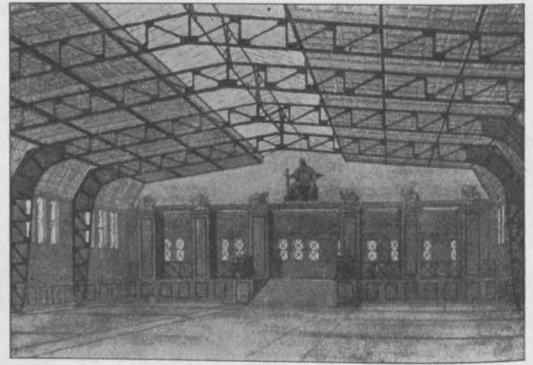


Fig. 5.

Halle der wissenschaftlichen Abteilung.

sind große Hallen mit hölzernen Bindern, die außen mit leichten Mauern und Putz, innen mit Stoffen oder Putz verkleidet sind, so daß von ihrer Struktur wenig oder gar nichts zu sehen ist. Architektonisch sowohl wie wegen ihrer Abmessungen bemerkenswert sind die großen Hallen der Restaurationsbetriebe. Eine interessante Ausnahme macht

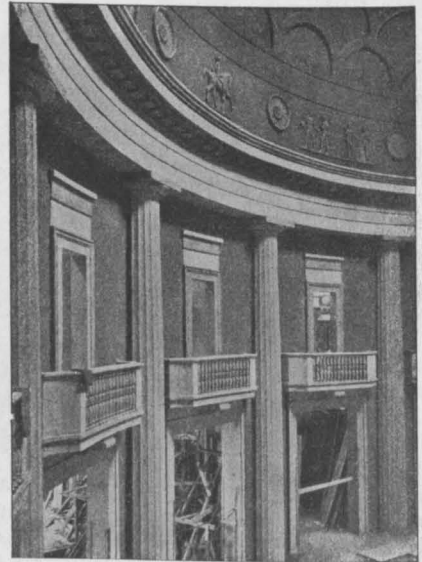


Fig. 6.

Inneres des Kuppelraumes in der Betonhalle.

unter den Holzhallen die Sporthalle, deren Dach von 25 m weit gespannten, in 6 m Entfernung stehenden Hetzebindern getragen wird, deren Inhalt aber leider nicht mit der hervorragenden Konstruktion in Einklang steht (Fig. 4).

In Eisen sind ausgeführt die Halle des Stahlwerksverbandes und des Vereins deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken (Breest & Co., Berlin), die Hallen der wissenschaftlichen Abteilung (Fig. 5), ebenfalls von Breest & Co., sowie die beiden Maschinenhallen, von denen die größere durch die Firma Grohmann & Frosch in Leipzig, die andere durch Breest & Co. in Berlin hergestellt ist.

Massiv ist von größeren Gebäuden dann noch das österreichische Haus — aus Betonhohlsteinen von Janesch & Schnell in Wien — sowie die Betonhalle, die als einziges Gebäude der Ausstellung dauernd auf ihrem Platze bleibt, da sie von der Stadt Leipzig für Ausstellungszwecke übernommen wird.

Während in der Entwicklungszeit des Eisenbetons die Firmen Fachleute und Laien dadurch auf die hervorragenden Eigenschaften des Materiales aufmerksam zu machen suchten, daß sie möglichst gewagt erscheinende Treppen oder Pavillons und Ähnliches aufbauten, haben sie heute solche Kunststücke nicht mehr nötig: in drei großen Bauwerken, die nicht zum Ansehen, sondern zum

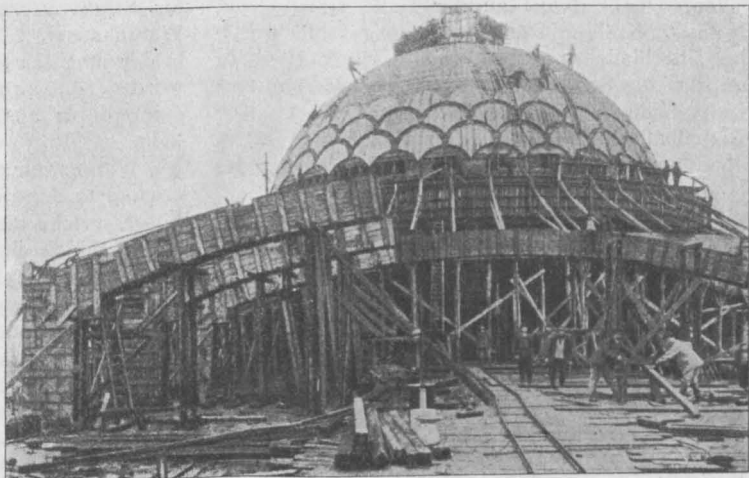


Fig. 7.

Rüstung der Betonhalle.

Gebrauch bestimmt sind, ist der Eisenbeton auf der Ausstellung vertreten: in der schon mehrfach erwähnten Betonhalle, in der Brücke im Zuge der „Straße des 18. Oktober“ über den Eisenbahneinschnitt und in einer seitlich davon gelegenen Fußgängerbrücke, der „Schwarzenbergbrücke“, die ebenfalls über den Eisenbahneinschnitt führt.

Die Betonhalle besteht aus drei Teilen: aus der Kuppelhalle als Mittelteil und zwei Seiten-

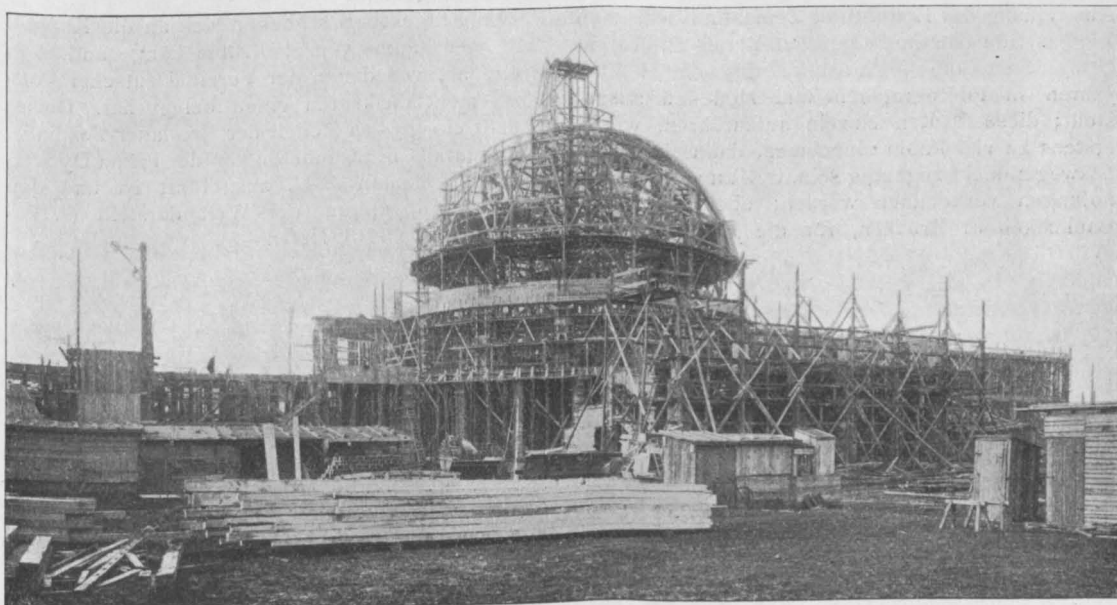


Fig. 8.

Rüstung der Betonhalle.

hallen. Der Entwurf zu der Halle stammt von Professor Kreis in Düsseldorf; ausgeführt wurde die Mittelhalle von der Firma Kell & Löser in Leipzig, die Seitenhallen sowie der Vorbau zur Kuppelhalle von Rud. Wolle (Leipzig). Die Kuppelhalle hat 30 m Durchmesser und 28 m Höhe vom Fußboden bis zur Unterkante des

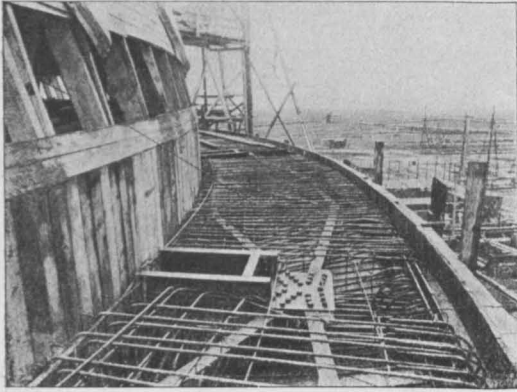


Fig. 9.

Unterer Zugring der Kuppel.

9 m weiten Oberlichtes. Getragen wird die Kuppel von 16 Rippen, die durch vier Ringe verbunden sind und sich in 16 Pfeilern, die als Halbsäulen in dem Kuppelraum in Erscheinung treten, bis zum Fundament fortsetzen (Fig. 6). Die Kuppelhalle nimmt in zwei Geschossen die Ausstellung der Beton- und Zementindustrie auf.

Fast alle größeren deutschen Beton- und Eisenbetonfirmen haben Bauwerke aus den letzten Jahren in Photographien und Modellen ausgestellt; diese Bauten einzeln aufzuführen, würde erstens zu viel Raum einnehmen, dann aber auch deswegen nicht angängig sein, weil zu viel Wiederholungen vorkommen würden; alle wichtigeren Baulichkeiten: Brücken, für die Eisenbahn wie

für Straßenverkehr, hohe wie flache, Fabriken, Warenhäuser, Silos, Wasserbehälter u. v. a. sind in der jüngsten Zeit so oft in Eisenbeton erstellt worden, daß wohl jede bedeutende Firma Beispiele dafür aus ihrem eigenen Betrieb anführen kann.

Wie erwähnt, ist die Halle selber das interessanteste Ausstellungsobjekt. Die Firma Kell & Löser, welche die Kuppel ausgeführt hat, zeigt in einem Modell einen Querschnitt durch die Kuppel und die Art der Rüstung (vgl. hierzu Fig. 7 u. 8). Die Kuppelrippen sind auf dem die Halbsäulen der Halle verbindenden Balken gelenkig aufgelagert, so daß die Temperaturspannungen nur geringen Einfluß haben. Fig. 9 zeigt den unteren Zugring aus Eisenfachwerkkonstruktion und einen Schuh für den Kuppelrippenfuß. Die aus der Figur ersichtlichen Rundeisen sind die Zugeisen einer Kragplatte, welche den obersten Teil der äußeren Umfassungsmauer trägt. Im obersten Druckring sind die Kuppelrippen eingespannt. Sämtliche Architekturteile der Halle bestehen aus Vorsatzbeton oder Kunststein; bei den Säulen der Innenhalle sind die Kanneluren in der Schalung vorhanden gewesen und nachträglich nur die oberste Schicht bearbeitet worden; bei den Außensäulen sind die Kanneluren in die zunächst glatt hergestellte Oberfläche eingearbeitet. Die Vorhalle ist durchweg ausgeführt in Erzeugnissen der Portlandzementfabrik „Stern“, Toepffer, Grawitz & Co. in Finkenwalde bei Stettin. Den Kunststeinbrunnen im Kuppelraum hat die Firma E. Schwenk in Ulm hergestellt.

Im Erdgeschloß schließen sich an die Kuppelhalle vier Räume von etwa 18 m Länge und 7,6 m Breite an, von denen der Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten einen belegt hat. Dieser enthält ein großes Modell der Breslauer Festhalle, die ebenfalls in Eisenbeton von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführt ist und den größten Kuppelraum der Welt darstellt (s. Armierter Beton 1913, Heft 2—6).

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Über Trommel- und Rohrmühlen. Von Oberingenieur Richard Beneke (Braunschweig). Ein weiterer Beitrag zur Zementmühlenfrage. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 61.

2. Prüfung und Untersuchung.

Ein weiterer Beitrag zum Thema „Über Zementkalkmörtel bei Talsperrenbauten“.

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach a. Rh.). Verfasser nimmt in längeren Ausführungen Stellung zu dem von Herrn Professor Dr.-Ing. R. Dyckerhoff auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten gehaltenen Vortrage, in dem Zementkalkmörtel für Talsperrenbauten empfohlen wurde, während nach Ansicht des Verfassers ein solcher nur mit einem entsprechenden Traßzusatz zuzulassen sei. Der Betonbau 1913. Nr. 2.

— Armierter Beton 1913. Nr. 5. — s. L. 1913. Nr. 6.

Cement and Concrete at the National Association of Cement Users, U. S. A. Von Cloyd M. Chapmann. Angabe eines zweckmäßigen Verfahrens zur Prüfung der Zemente auf Wasserundurchlässigkeit. Concr. and Constr. Eng. 1913. Nr. 4.

Ein neuer Feind unserer Wasserbauhölzer. Mitteilungen über Beobachtungen von Pfahlzerstörungen an der Ostseeküste durch die krause Fingermuschel (*Pholas crispata*), die bisher nur in der Nordsee zu finden war. Teeröltränkungen gewähren einen guten Schutz gegen die Angriffe der Muscheltiere, aber auch Eisenbeton wird mit Vorteil hierbei Verwendung finden können. Zentralblatt der Bauverw. 1913. Nr. 41.

Druckversuche mit Ziegelmauerwerk. Versuchskörper von 3,66 m Höhe und 1,20 m Seitenlänge. Die Ergebnisse dieser bemerkenswerten Versuche an so großen Mauerkörpern werden mitgeteilt. Ausgeführt wurden sie in der Versuchsanstalt des Bureau of Standards der Vereinigten Staaten in Pittsburgh. Die Ergebnisse sind insofern wertvoll, als aus ihnen hervorgeht, daß die Größe der Mauerkörper keinen Einfluß auf die auf die Einheit bezogene Bruchlast hat, während bekanntlich bei Betonversuchen die Festigkeit großer und kleiner Probewürfel verschieden ist. Die bei den Großversuchen ermittelten Werte stimmten gut mit den Zahlen überein, die bei Versuchen mit handlicheren Probekörpern gewonnen worden waren. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 56.

3. Wirtschaftliches.

Association des Fabricants autrichiens de Ciment Portland. Besprochen werden die Arbeiten der Kommission zur Aufstellung von Normen, die Fragen der Volumbeständigkeit, des Einflusses der Spannung des Wasserdampfes der Luft auf das Volumen von Zementmörteln und schließlich ein neueres Verfahren zur Herstellung des Portlandzementes. Le ciment 1913. Nr. 5. — s. L. 1913. Nr. 6.

Die Sackefrage in der Zementindustrie. Die wirtschaftliche, insbesondere die Kostenfrage wird eingehend untersucht, wobei besonders die Säcke aus Textilose besprochen werden. Mit verschiedenen Entgegnungen. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 57.

II. Theorie.

Calcolo dei muri delle camere di spegnimento. Berechnung von Stützmauern, die zur Einfassung von Kalklöschbehältern dienen sollen. Es werden Formeln zur Bestimmung des Seitendruckes entwickelt, den die Kalksteine beim Löschen auf die Mauer ausüben. Il Cemento 1913. Nr. 8, 9 und 10.

Calcul des poutres en béton armé. Von M. Tessier, Ingénieur des ponts et chaussées. Verfasser bespricht ein graphisches Verfahren zur Berechnung des auf Biegung beanspruchten Balkens, welches er an einem Zahlenbeispiel erläutert. Annales des ponts et chaussées 1913. Nr. 2.

Economical depth of T-beams. Von R. W. Stewart. Bei Ermittlung der wirtschaftlichsten Höhe einfach armierter Plattenbalken leitet Verfasser für die Rippenhöhe x folgenden Wert ab:

$$x = \sqrt{\frac{r M}{b f_s}}$$
, worin bedeuten: M das Biegemoment des Plattenbalkens, b seine Breite, r das Verhältnis der Einheitskosten von Beton und Eisen, f_s die Spannung des Eisens. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 17.

Zur Begrenzung der Zugspannungen des Betons in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). Im Anschluß an eine Veröffentlichung von Herrn Geheimrat J. Labes bespricht Verfasser die Dehnungsfähigkeit bewehrten und nichtbewehrten Betons und weist auf die zahlreichen angestellten Versuche hin, welche den Einfluß der Anordnung und Verteilung der Eiseneinlagen über den Zugquerschnitt für die Dehnungsfähigkeit erkennen lassen und die bei bewehrtem Beton Dehnungen bis zum vierfachen Wert derjenigen unbewehrten Betons gezeigt haben. Für die Berechnung der Zugspannungen im Beton empfiehlt Verfasser den Wert $n = 7$ und er zeigt, wie man bei entsprechender Verteilung und Anordnung der Zugseisen und einem entsprechenden Eisenprozentsatz mit der Beanspruchung des Eisens bis zur zulässigen Grenze gehen kann, ohne daß der Beton reißt. — Im Anschluß hieran läßt sich Herr Geheimer Baurat Labes noch kurz über die besprochene Frage aus. Zentralblatt d. Bauverw. 1913. Nr. 39. — s. L. 1913. Nr. 4.

Über die Verteilung der Spannungen im Innern von elastischen Körpern. Von F. Willheim und A. Leon. Die vorliegenden Betrachtungen untersuchen den Spannungszustand in elastischen Körpern, wenn in bestimmter Art verteilte Kräfte auf der Oberfläche von kugel- und zylinderförmigen Höhlungen angreifen. Probleme, deren Lösung auf diese Weise möglich ist, sind u. a.: Die Berechnung von zylindrischen Röhren und kugelförmigen Gefäßen bei gleichzeitigem Innen- und Außendruck; die Spannungsverteilung in Nieten und genieteten Blechen; der Einfluß lokaler Inhomogenitäten und die Theorie der Verbundkörper; der Einfluß von eingelagerten ring- und schalentörmigen Inhomogenitäten; die Störung der Spannungsverteilung in elastischen Körpern durch zwischengelagerte ring- und schalenförmige Schichten aus anderem Material. Österr. Wochen-

schrift für den öffentlichen Baudienst 1913. Nr. 19 und 20.

Economical design of steel girders, embeddet in concrete. Von George Paaswell. Bestimmung der wirtschaftlichsten Höhe einbetonierter Eisenträger. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 17.

Beitrag zur Ermittlung von Druckspannungen in Querschnitten unter Ausschluß von Zugspannungen. Von N. Raubal. Die vorliegenden Darlegungen bezwecken die Ermittlung der maximalen Druckbeanspruchungen in Querschnitten, welche durch eine in der Symmetrieachse exzentrisch angreifende äußere Kraft beansprucht werden, und in denen Zugspannungen nicht aufgenommen werden können. Da hierbei die Lage der Nullinie bekannt sein muß, so wird insbesondere ein Weg gezeigt, auf welchem die fragliche Nullinie in bestimmter Weise sich ergibt. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 16.

Graphische Tafeln für Eisenbetonträger. Von W. Vieser, Ingenieur (Triest). Die vorliegenden graphischen Darstellungen, die nach den Grundsätzen der Nomographie entworfen sind, ermöglichen die rasche und genaue Berechnung von auf Biegung beanspruchten, einfach armierten Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton. Die Tafeln können zur Dimensionierung und zur Spannungsermittlung verwendet werden. Eine ausführliche Beschreibung der Tafeln, eine Erläuterung der verwendeten Skalen und eine ganze Anzahl vorgeführter Beispiele machen auf bequeme Weise mit dem Gebrauche dieser Tafeln vertraut. Mit vier Tafeln. Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1913. Nr. 3.

Bestimmung des Zentrifugalmomentes einer Dreiecksfläche. Von Professor Ramisch (Breslau). Kurze theoretische Ableitung. Zeitschr. für Architektur und Ingenieurwesen 1913. Nr. 3.

Zur Begrenzung der Zugspannungen des Betons in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Der Direktor des Deutschen Betonvereins, Petry, bespricht in einem längeren Aufsätze diese gegenwärtig sehr aktuelle Frage und zeigt zunächst an einigen Beispielen, wie die Forderung, das Auftreten von Rissen durch Berücksichtigung der Betonzugspannungen in der Berechnung zu verhindern, wie sie von Herrn Geheimer Baurat Labes (Berlin) aufgestellt wird, recht unwahrscheinliche Verhältnisse ergibt. Den Dauerversuch der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin, auf den sich die obige Forderung stützt, hält Verfasser für übertrieben und nicht geeignet, allgemein gültige Schlußfolgerungen abzuleiten. Die zahlreich ausgeführten Bauwerke, die ohne Berücksichtigung von „ σ_{bz} “ berechnet worden sind, haben bisher zum Teil, trotz feiner Risse, bisher noch keinen Anlaß zu Klagen gegeben.

Überdies bleibt auch zu bedenken, daß die Belastungen, die bei Benutzung des Bauwerkes auftreten, die querschnittsbestimmenden, rechnungsmäßigen Lasten so gut wie nie erreichen und sich dadurch die Rissegefahr noch vermindert. Im übrigen gewährt die geforderte Berechnungsweise mit Berücksichtigung der Zugspannungen keine unbedingte Sicherheit für rissfreie Konstruktionen. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8. — s. L. 1913. Nr. 4.

Über Trägheitsmomente von Dreiecken und dreiseitigen Pyramiden. Von Dipl.-Ing. N. Profré (Charlottenburg). Verfasser gibt die Formeln, die Prof. Ramisch hierfür abgeleitet hat (Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1912. Nr. 6), auf Grund einer anderen Ableitung. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1913. Nr. 3.

Über den Spannungszustand in Eisenbetonbalken infolge Beanspruchung durch eine Querkraft. Von J. Lahrs, Stettin. Untersuchung zur Beantwortung der Frage über die Rißgefahr bei Querkraftbeanspruchung. Beton und Eisen 1913. Nr. 9.

Note complémentaire sur le calcul des hourdis en beton armé. Von M. J. Résal, Inspecteur général des ponts et chaussées. Verfasser gibt die Untersuchung einer kreisförmigen, in ihrem Umfange frei aufliegenden Platte, belastet in der Mitte durch eine über eine kreisförmige Fläche vom Radius „ r “ verteilte Last. Annales des ponts et chaussées 1913. Nr. 2. — s. L. 1913. Nr. 5.

Zur Berechnung von Kaimauern. Es werden zunächst eingehend die Kräfte besprochen, welche auf eine Kaimauer wirken können, und dann rechnerisch die verschiedenen Mauerquerschnitte untersucht, welche sich je nach den verschiedenen üblichen Belastungsannahmen ergeben. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1913, Nr. 16.

Die Begrenzung der Betonzugspannungen. Ein Beitrag zur Erzielung einheitlicher Vorschriften für Eisenbetonbauten. Von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, Stuttgart. Verfasser stellt sich in seinen Ausführungen auf den Standpunkt, daß bei Hochbauten oder Bauteilen in geschützten Räumen eine Begrenzung der Betonzugspannungen nicht erforderlich ist; hingegen wird bei Bauwerken im Freien und solchen, die stark wechselnden Belastungen unterworfen sind, die Berücksichtigung der Betonzugspannungen und gute Sicherheitsmaßnahmen zur Erzielung einer rissfreien Konstruktion erforderlich sein. Beton und Eisen 1913. Nr. 6 u. 8.

Über Fundamentplatten für Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung der Kreisplatte. Von Dipl.-Ing. Lewe, Bromberg. Kurze Angabe der Berechnungsweise mit

Erläuterung an einem Beispiel. Beton und Eisen
1913. Nr. 9.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

The work of the Groß-Lichterfelde Testing Station. Die Anlagen der Anstalt werden beschrieben. Mit Abb. Concrete and Construct. Eng. 1913. Nr. 4.

Einrichtung englischer und amerikanischer Materialprüfungsanstalten. Ergebnisse einer Studienreise, mitgeteilt von Ing. Viktor Luftschitz, Maschinen-Kommissär der k. k. österr. Staatsbahnen. Eine sehr ausführliche Beschreibung mit vielen guten Abbildungen. In den meisten Fällen werden die Einrichtungen der Laboratorien nur durch Ansichten der Maschinen besprochen und erläutert, während auf die konstruktive Ausführung weniger Gewicht gelegt wird. Es werden nur solche Maschinen und Apparate eingehend angeführt, deren Bauart sich von den in Österreich verwendeten Maschinentypen wesentlich unterscheidet oder die zu neuen Untersuchungsmethoden benutzt werden und noch nicht bekannt sein dürften. Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1913. Nr. 17 u. 18.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Erlaß des preuß. Ministers der öffentlichen Arbeiten betreffend die Beanspruchung des Eisens im Eisenbetonbau vom 22. April 1913. Kurze Erörterung zu dem Erlaß, der die ministeriellen Bestimmungen von 1907 dahin abändert, daß die zulässige Spannung für Eisen höherer Qualität bei Hochbaukonstruktionen mit 1200 kg/cm² festgesetzt wird. Anschließend wird noch die Zusatzbestimmung des Königl. Polizeipräsidiums zu Berlin vom 15. Mai d. J., die ein Prüfungszeugnis des Königl. Materialprüfungsamtes zu Berlin-Lichterfelde verlangt, angeführt. Deutsche Bauztg., Mitteil. 1913. Nr. 10. Dgl. Der Betonbau 1913. Nr. 2.

Die neuen „Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten“ der Königl. Württembergischem Staatseisenbahnverwaltung. Von K. W. Schaechterle in Stuttgart. Es wird eine Zusammenstellung der wichtigsten Bestimmungen, wie sie die Neubearbeitung der Vorschriften von 1909 aufweist, mit anschließender kurzer Begründung gegeben. In Übereinstimmung mit den Leitsätzen und den amtlichen preußischen Vorschriften werden die Zugspannungen des Betons nicht berücksichtigt; dagegen wird die Wirkung von Erschütterungen und Stößen nicht durch Lastzuschlag, sondern durch Herabsetzung der zulässigen Spannung auf $\frac{3}{4}$ in Rechnung gestellt; „n“ ist mit 15 einzusetzen. Des weiteren wird näher auf die Temperatureinflüsse eingegangen. Für durchlaufende Tragwerke auf elastischen Stützen sind in Abständen von 35 m (im Freien)

Dehnungsfugen vorzusehen. Bei Bauten im Freien ist der Einfluß der Temperatur für einen Unterschied von 15° über und unter der mittleren Herstellungstemperatur zu berücksichtigen. Deutsche Bauztg., Mitteil. 1913. Nr. 9 u. 10.

Note jointe aux instructions ministerielles du 20 octobre 1906, relatives à l'emploi du béton armé. Berechnung der allseitig aufgelagerten rechteckigen Platte. Le ciment armé 1913. Nr. 3 u. 4. — s. auch 4, 1913. Nr. 5.

Essai officiel des ciments au Chili. Die bei der amtlichen Prüfung erforderlichen Festigkeiten werden angegeben. So beträgt die verlangte Druckfestigkeit bei langsam bindendem Zement nach 7 Tagen wie bei den deutschen Vorschriften: 120 kg/cm², nach 28 Tagen jedoch nur 180 kg/cm². Le ciment 1913. Nr. 4.

Unfallverhütungsvorschriften für Eisenbetonbau. Von B. Löser, in Fa. Kell u. Löser, Dresden. Verfasser weist nochmals auf die Unzulänglichkeit des vom Reichsversicherungsamte ausgearbeiteten Vorschlages hin, der nicht alle Fehlerquellen ausschaltet. Betont wird ein Ausbau der Baupolizeibehörden durch Anstellung statischer Spezialisten. 60% der Unfallursachen beruhen auf falscher statischer Berechnung. Beton u. Eisen 1913. Nr. 9.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Les progrès de la construction en ciment armé par Unités. Eine neue Arbeitsmethode der Amerikaner bei Eisenbetonbauten strebt danach, zur Ersparung der teuren Einschalungskosten das Betonieren nicht mehr auf der Baustelle auszuführen, sondern die einzelnen Bauteile, wie Säulen, Balken, Platten, in Werkstätten fabrikmäßig herzustellen und dann das Bauwerk nur mit den Einzelteilen zusammenzusetzen. Diese neue Baumethode, die sich im Jahre 1907 zu entwickeln begann, weist in Amerika schon eine ganze Reihe ausgeführter Beispiele auf, u. a. eine Dreigelenkbogenbrücke zu Santa-Cruz (Californien) mit Öffnungen von 31 m Spannweite. Kurze Besprechung einiger Systeme sowie allgemeine kritische Besprechungen. Le ciment armé 1913. Nr. 4 u. 5.

Grundlegende Fragen im Eisenbetonbau. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst, Berlin. Die Fragen: 1. über das Zusammenwirken von Beton und Eisen, 2. über die Dehnungsfähigkeit von armiertem und nicht armiertem Beton und 3. über die Rissebildung bei Eisenbeton führt Verfasser als diejenigen an, die die wichtigsten Konstruktionsbedingungen in sich schließen, und bespricht sie kurz.

Zu 1.: Die Berechnungen der Haftspannungen hält Verfasser für wertlos, und auch Professor Mörsch tritt dieser Ansicht bei, sofern die Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und schwächer als 25 cm sind.

Zu 2.: Die mannigfachen Versuche zeigen, daß durch eine günstige Verteilung der Zugeisen die Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Risse erhöht werden kann.

Zu 3.: Die Frage, die für den Eisenbahnbau die größte Bedeutung hat, wird noch durch systematische Versuche zu klären sein.

Der Betonbau 1913. Nr. 1 u. 2. Zu 2. und 3. vergleiche man Zentralblatt der Bauverwalt. 1913. Nr. 39.

Zur Geschichte des Eisenbetons. Hinweis auf einen Versuch Brunels vom Jahre 1835 mit einem bewehrten Träger. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8.

Des fissures. Zu unterscheiden sind: oberflächliche und tiefgehende Risse. Die ersteren, die Haarrisse, sind die bei weitem häufigeren, aber ungefährlichen. Um die letzteren zu vermeiden, sind vor allem die erforderlichen Ausschaltungszeiten einzuhalten. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

The building trades exhibition, Olympia. Eine große Anzahl der verschiedensten Neuerungen für den Eisenbetonbau werden kurz besprochen. Mit zahlreichen Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 5.

Rapidité d'exécution du ciment armé. Ausführung eines amerikanischen Eisenbetonbaues in 70 Tagen, während die Herstellung in gewöhnlichem Mauerwerk 150 Tage bedingt hätte. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

The international building exhibition at Leipzig in the making. Von Ph. Rauer. Besprechung der Gesamtanlage der Ausstellung. Mit vorzüglichen Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 3.

Opfer des Eisenbetons. Aus der amerikanischen Zeitschrift „Stone“, die die Interessen des Steinbruchs- und Steinmetzgewerbes vertritt, werden einige Beispiele abgedruckt, in denen der Einsturz von Gebäuden und Bauwerken der Eisenbetonkonstruktion zugeschoben wird. Die Ursachen der Einstürze werden untersucht und richtiggestellt, wobei die Vorwürfe gegen den Eisenbeton zurückgewiesen werden. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 57.

Le Ciment remplaçant les briques réfractaires. Mitteilungen über Hochöfen, bei denen die feuerfesten Ziegel durch Zement und Schlackenbeton mit gutem Erfolge ersetzt wurden. Le ciment 1913. Nr. 3.

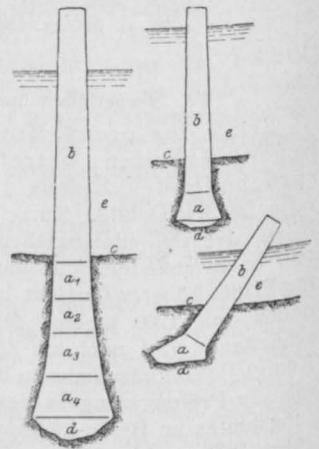
Reinforced-concrete trolley-poles in Cleveland. Von L. P. Creelius. Für Leitungs-

maste elektrischer Hochspannungsleitungen gewährt der Eisenbeton gegenüber dem Holz bedeutende Vorzüge. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69, Nr. 11.

Damage to structures in the Indianapolis flood. Von De Witt V. Moore. Unter den zahlreichen Darstellungen der Hochwasserverwüstungen befindet sich auch der Einsturz einer Eisenbetonbrücke. Engineering News 1913. Vol. 69, Nr. 16 u. 17.

The effect of the Omaha tornado on structures. Von Albert C. Arend. Die verheerenden Wirkungen des Ende März 1913 erfolgten Wirbelsturmes haben erkennen lassen, daß Eisenbetonbauten ohne jeden Schaden den Angriffen des Sturmes getrotzt haben. Zweckmäßig sind möglichst gebrochene Ansichtsflächen. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69, Nr. 18.

I pali per fondazioni. Pali o piloni a base allargata, sistema Agostini. Gründungspfähle oder Pfeiler nach System Agostini. Sie sind für Gründungen in offenem Wasser bestimmt und sollen an Stelle von Luftdruckgründungen verwendet werden. Für kleinere und mittlere Durchmesser werden Blechmäntel verwendet, die sich am Fuß stark erweitern und nach Art der Brunnen versenkt werden. Der untere Teil wird, wie die Figur zeigt, nach Bedarf aus mehreren Teilen



a_1, a_2, \dots, a_4 , hergestellt. Alle Teile sind wasserdicht miteinander verbunden, der obere Teil b jedoch so, daß er nach Ausbetonierung der Röhre durch Taucher von den unteren Teilen wieder gelöst und öfter benutzt werden kann. Nach Versenken der brunnenartigen Röhre wird zunächst in den untern Teil a eine starke Schicht festen Betons unter Wasser mit kleinen Senkkästen eingebracht und nach dessen Erhärtung die Röhre ausgepumpt. Durch den Auftrieb des Wassers soll der kegelförmige Betonklotz an die sich verengenden Rohrwände angepreßt und so die Dichtheit vermehrt werden, andererseits soll die Verbreiterung der Sohle einem Aufschwimmen der leergepumpten Röhre vorbeugen, die dann trocken mit Beton ausgestampft wird. Für größere Abmessungen kann der zu versenkende Brunnenmantel in Eisenbeton hergestellt werden. Il cemento 1913. Nr. 9.

2. Ausführungen im Hochbau.

Hallenkonstruktion der Ungarischen Email- und Metallwarenfabrik in Ligetfalu bei Preßburg. Ausführung von „Wayss und Freytag“ und „Mainong“, Wien. Kurze Beschreibung zweier nebeneinander liegender Hallen von 30,0 bez. 18,40 m Spannweiten und 9,20 m bzw. 7,12 m Höhe. Die Ausbildung des Daches erfolgte in Rippen von 5 m Abstand mit zwischenliegenden Platten. Für die Hallenlänge von 139,20 m sind drei Dehnungsfugen vorgesehen. Neben zahlreichen Abbildungen, welche auch konstruktive Einzelheiten darstellen, wird ein Auszug der statischen Berechnung des dreistieligen Bogenrahmenbinders gegeben. Der Betonbau 1913, Nr. 1 u. 2.

Die Jahrhunderthalle und das neue Ausstellungsgelände der Stadt Breslau. Von Stadtbaurat M. Berg in Breslau. In der Beschreibung befindet sich auch eine eingehende Schilderung der großen, weitgespannten Kuppelhalle mit vielen guten Abb. Dtsche. Bauztg. 1913. Nr. 42.

Der „Handelshof“ in Essen a. d. Ruhr. Von Ingenieur F. Hechtenberg, Essen a. d. Ruhr. Angaben über das Bauwerk, bei welchem der Eisenbeton ausgedehnteste Anwendung fand. Die Berechnung eines Rahmenbinders wird kurz angeführt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8.

Wasserturm am Personenbahnhof in Kattowitz. Von Freise, Regierungsbaumeister bei der Königl. Eisenbahndirektion, Kattowitz. Der 17,5 m über Gelände liegende Behälter von 100 cbm Inhalt ist in Schmiedeeisen nach Intzescher Konstruktion ausgebildet. Die örtliche Lage des Turmes bedingte ein gutes Aussehen des Bauwerkes, das in seinem Untergeschoß in Stampfbeton, im Turmschaft in geputztem Ziegelmauerwerk ausgeführt worden ist. Zum Schutz des Behälters gegen Einfrieren ist im Untergeschoß ein Regulierfüllfenster aufgestellt worden. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8.

South Lambeth goods depot. Von Albert Lakeman. Beschreibung eines mehrgeschossigen Güterschuppens, dessen Gerippe in Eisenbeton erstellt wurde. Mit Einzelheiten der Säulen und Decken. Zahlr. Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913, Nr. 6.

Die Erweiterungsbauten in Eisenbeton der Deutsch-Amerikanischen Lederwerke Becker und Co. Offenbach-Bürgel a. M. Von Ing. Jean Wörrlein, Offenbach. Beschreibung eines Bureaugebäudes mit Lagerräumen, eines Straßenübergangs von 15 m Spannweite, eines Wasserturmes von 700 cbm Inhalt und eines 25,18 m weitgespannten Hallenbaues; sämtliche Bauten sind in Eisenbeton errichtet. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 9.

Le théâtre des Champs - Elysées. In kurzer Besprechung des ganz modernen Bau-

werkes wird gezeigt, in welcher mannigfaltiger und geschickter Weise der Eisenbeton Anwendung gefunden hat. Mit Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

Reinforced concrete grand stand for the Public School Athletic Field, Brooklyn, New York. Von Harold L. Alt. Ausführliche Besprechung einer in Eisenbeton errichteten Tribüne. Mit zahlr. Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 5.

Réservoir de 20, 80 m de hauteur d'eau. Beschreibung eines Wasserbehälters zu Belton in Texas mit 930 cbm Inhalt. Derselbe ist nach amerikanischer Weise als einfaches Standrohr von 7,30 m \varnothing und 20,80 m Höhe in Eisenbeton ausgebildet; die Wandstärke ist mit Rücksicht auf die Wasserundurchlässigkeit mit 35 cm bemessen. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

A new railway freight terminal at St. Louis. Unter den Bahnhofsanlagen befindet sich ein fünfstöckiges Lagerhaus in Eisenbeton, das kurz beschrieben wird. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 14.

Un gratte-ciel de cent étages. Bemerkungen zum amerikanischen Wolkenkratzerbau. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Auswechslung von Brückentragwerken ohne Verwendung von Gerüsten. Von Dr. techn. Robert Schönhöfer, Professor des Brückenbaues an der Technischen Hochschule in Braunschweig. Die Vorschläge bezwecken eine Auswechslung der alten Tragwerke ohne Rüstungen durch eine vorübergehende Verbindung von altem und neuem Tragwerk. Es werden ferner die Ersparnisse angegeben, die sich bei dieser Auswechslung nach den vier vorgeschlagenen Verfahren ergeben:

1. Drehung der mit den Enden verbundenen Brückentragwerke um eine lotrechte Achse um 180 Grad;

2. Schiebung mit den Enden verbundener Brückentragwerke über die Brückenöffnung;

3. Verbindung der Brückentragwerke Obergurt an Obergurt und Drehung der gekuppelten Brückentragwerke um eine wagrechte Längsachse;

4. Verbindung der Brückentragwerke Untergurt an Obergurt und Absenken der gekuppelten Brückentragwerke. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1913. Nr. 19. — s. L. 1913. Nr. 3.

Reinforced concrete bridge in France. Kurze Angaben über die bei Seytenex (Annecy) in Frankreich erbaute Bogenbrücke von rd. 43 m Spannweite. Zwei in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte Hauptbögen tragen die Eisenbetonkonstruktion, welche die ebenfalls in Eisenbeton hergestellte Fahrbahn stützt. Mit Abb. Concrete and Constr. Engineering 1913. Nr. 4.

Wettbewerb für eine massive Brücke über die Saar zu Saarbrücken. Von Professor H. Kayser, Darmstadt. Kurze Besprechung der Ausschreibung, welche ein Beton- oder Eisenbetonbauwerk verlangte, sowie der preisgekrönten Entwürfe. Für die Ausführung bestimmt wird ein Projekt der Firma Dyckerhoff & Widmann, welches einen Hauptbogen von 51,60 m Lichtweite, als Dreigelenkbogen in Stampfbeton mit Wälzgelenken aus Eisenbeton ausgebildet, vorsieht. Beigegeben ist eine Tabelle, in der die Abmessungen und Beanspruchungen von Wälzgelenken übersichtlich zusammengestellt sind. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 9. In Nr. 10 folgt eine kurze Besprechung der mit dem zweiten und dritten Preise ausgezeichneten Entwürfe.

Vom zweiten Wettbewerb um die dritte feste Rheinbrücke in Cöln. Von Fritz Eiselen. Es werden auch die Vorschläge der Pfeilergründungen mit Eisenbetoncaissons besprochen. Mit Abb. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 43.

Consolidamento con iniezioni di cemento del viadotto dei cento archi. Beschreibung der Wiederherstellung eines hundertbogigen Eisenbahnviadukts bei Libourne (Bordeaux), dessen gemauerte Gewölbe durch sechzigjährigen Betrieb stark zerklüftet waren. Die Ausbesserung erfolgte durch Einspritzen von Zement von den inneren Laibungen der Gewölbe aus, ohne den Eisenbahnbetrieb zu unterbrechen, bei dem etwa 85 Züge täglich über die Brücke geleitet wurden. Es werden genaue Angaben über die angewendeten Druckpumpen, die Mengen des eingespritzten Zements und die entstandenen Kosten gemacht. Il cemento 1913. Nr. 8.

Der Beton und Eisenbeton auf der Leipziger Bauausstellung. III. Die Ausstellungsbrücken. Von den beiden Ausstellungsbrücken, deren eine eine Eisenbetonbalkenbrücke mit drei Öffnungen, einer mittleren von etwa 20 m, die andere eine Eisenbetonbogenbrücke von 42,5 m Spannweite darstellt, ist die letztere insofern bemerkenswert, als sie die erste Brücke aus umschnürtem Gußeisen (nach dem System Dr. F. v. Emperger) ist. Kurzer Hinweis auf dieses Bauwerk mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8.

Atherton Avenue Highway Bridge, Pittsburgh. Der Entwurf und die Ausführung einer Eisenbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen von rd. 27 m Spannweite und einem Stich von 6,40 m werden kurz beschrieben. Die Scheitelstärke des Gewölbes beträgt 0,77 m, die Kämpferstärke 2,40 m. Bemerkenswert ist eine Querarmierung des Gewölbes durch genietete Eisen in Abstand von rd. 3,30 m. Zur Anwendung kamen beim Bau eiserne Lehrgerüste. Eng. Record 1913. Vol. 67. Nr. 20.

Der Ems-Weser-Kanal und seine Eisenbetonbauten. V. Die Schachtschleuse. Nach einem Vortrage von Oberingenieur Hart der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau. Der Entwurf und die Ausführung der Schleuse von 85 m Länge, 10 m Breite und 18,8 m Tiefe findet eine eingehende Beschreibung und Erläuterung durch zahlreiche Abb. und Tafeln. Die Schleuse besitzt vier übereinanderliegende Sparbecken mit je 4 Abteilungen. Die einzelnen Teile des Bauwerkes: Unterbau, Häupter, Umfassungswände und Sparkammern sind sämtlich in Eisenbeton hergestellt. Die Umfassungswände erhielten Klinkerverkleidung; der ganze Schleusenkörper enthält drei durchgehende Dehnungsfugen, die durch gewelltes Blei gedichtet werden. Für den Materialtransport bei der Bauausführung wurde eine Seilbahn benutzt. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8.

The South Eight Street Viaduct, Allentown, Penn. Der Viadukt umfaßt 9 Öffnungen von 36,5 m und 8 von 16 m Lichtweite. Die ersteren werden von halbkreisförmigen Bogen überspannt, welche aus zwei Bogenrippen von 2,44 m Breite und einer Stärke von 1,22 m im Scheitel und 3,35 m im Kämpfer bestehen. Sie tragen auf Stützpfosten die dazwischen liegende Fahrbahn, die eine Breite von 13,50 m besitzt und gleich den Bogen ebenfalls in Eisenbeton hergestellt ist. Die kleineren Öffnungen werden durch je vier bogenförmige Balkenträger in Eisenbeton überspannt, die mit der darauf liegenden Fahrbahnplatte als Plattenbalken berechnet worden sind. Für die Gewölbe kamen eiserne Lehrgerüste zur Anwendung. Kurze Beschreibung des Entwurfes sowie des Bauvorganges. Mit Abb. Engineering News 1903. Vol. 69. Nr. 16.

Reinforced-concrete coal trestle at Gilbertville, Massachusetts. Kurze Beschreibung des Gerüstunterbaues einer Kohlenbahn zur Versorgung eines Kesselhauses. Eng. Record. 1913. Vol. 67. Nr. 11.

The Latah Creek Bridge, Spokane, Wash. Von J. F. Greene. Die Brücke, die in Eisenbeton erbaut ist, besitzt 7 Öffnungen von 16,5 m bis 45,7 m Spannweite. Vier halbkreisförmige Bogenrippen, im Scheitel 98 cm stark, tragen mittels Stützpfosten um SpARBÖGEN die Fahrbahn. Beschreibung mit Abbildungen und eingehender Erläuterung der Ausführung. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 13. — Desgl. Engineering Record 1913. Vol. 67. Nr. 12.

Hängende Lehrgerüste. Von Ing. Ernst Schick, Wien. Hinweis auf die praktische Anwendung von hängenden Lehrgerüsten für leichte, weitgespannte Gehstege. Beton u. Eisen 1913. Nr. 9.

The reinforced-concrete bridge over the Moldau, near the Island of Stvanice, with some historical notes on the older

bridges of Prague. Von F. Mencl. Kurze Beschreibung der Stampfbetonbrücke mit Dreigelenken und Öffnungen von 39 m und 2×36 m. Mit Abb. Concrete and Constr. Engineering 1913. Nr. 6. — S. L. 1913. Nr. 5.

A large reinforced-concrete girder bridge. Von Harry J. Rodgers. Kurze Beschreibung einer Balkenbrücke in Eisenbeton mit vier Öffnungen von 12,85 m lichter Weite. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 12.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Reinforced-concrete dam at Hongay, French Indo-China. Eine unter 55° geneigte Eisenbetonwand wird in Abständen von 2,10 m durch armierte Betonständer gestützt. Die Höhe des Abschlußwerkes beträgt rd. 9 m, seine Länge rd. 44 m. Mit Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 6.

Les nouveaux travaux maritimes en France. Kurze Besprechungen der Hafenanlagen der bedeutendsten französischen Häfen u. a.: die Trockendocks zu Brest, eine Ufermauer zu Bordeaux in Mauerwerk und Eisenbeton ausgeführt. Le ciment armé 1913. Nr. 3 u. 4.

Reinforced Concrete wharf and jetty, Saint Louis, Sénégal. Kurze Beschreibung der in Eisenbeton ausgeführten Landungsbrücken. Bemerkenswert ist, daß die Arbeiten durch Eingeborene unter Leitung französischer Ingenieure ausgeführt wurden. Mit Abb. Concrete and Constr. Engin. 1913. Nr. 2. — Siehe auch L. 1913. Nr. 5.

Ouvrages maritimes en Italie. Von Ing. M. Perilli. Kurze Wiedergabe der in der Zeitschrift „Il Cemento“ besprochenen Seebauten. Le ciment 1913. Nr. 3. — Siehe auch L. 1913, Nr. 5.

Der Oakley-Damm. Kurze Beschreibung der 44 m hohen Talsperre im Cassiagebiet des Staates Idaho. Das Abschlußwerk wird gebildet durch einen in der Krone 315 m langen, zwischen steilen Lavawänden geschütteten Dammkörper, der in seiner Mitte eine Kernmauer aus Eisenbeton aufweist. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1913. Nr. 41.

Concrete bank protection for deep rivers. Von B. Okazaki. Kurze Besprechung über die Ausführung eines Uferschutzes mittels Betonsinkstücke bei einem etwa 12 m tiefen Fluß. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 11.

A reinforced-concrete-beacon tower, Alexandria, Egypt. Beschreibung eines in Eisenbeton ausgeführten Signalturmes. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 15. — S. L. 1913. Nr. 5. — Desgl. Le ciment 1913. Nr. 3.

Foreshore protection by reinforced-concrete gwhins. Beschreibung des an der englischen Küste in der Nähe von Brighton in den Jahren 1907—1911 ausgeführten Küstenschutzes

durch Eisenbetonbuhnen. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 14.

Condotta del diametro di m. 1,25 in cemento armato. Beschreibung einer 1,25 m weiten, $7\frac{1}{2}$ km langen Wasserleitung vom Hochbehälter in St. Cloud nach dem Place des Ternes in Paris. Die nach System Bonna hergestellten Rohre haben im allgemeinen 4 m Baulänge, in Ausnahmefällen zur Bildung gekrümmter Strecken 3 m Baulänge. Die Verbindungen sind durch umgelegte Bänder aus armiertem Beton bewirkt. Der Innendruck des Wassers wechselt zwischen 20 und 80 m Druckhöhe. Die Armierung besteht aus einem Stahlblechzylinder von 1,33 m Durchmesser und 1—3 mm Blechstärke, je nach der Größe des Innendrucks. Nach außen ist dieser Zylinder von einer 5 cm starken Eisenbetonhaut umgeben, innen mit einer solchen von 2,5 cm Stärke ausgekleidet. Die Kosten beliefen sich auf etwa 193 Frs. für 1 m. Mit Abbildungen nach einer ausführlichen Beschreibung in den Nouvelles Annales de la Construction abgedruckt in Il cemento 1913, Nr. 5.

Barrages des lacs artificiels. In einem längeren Aufsatz behandelt der Ingenieur Luiggi die verschiedenen Ausführungsweisen der Abschlußwerke der Talsperren. Erddämme sind zwar sehr wirtschaftlich und von großer Sicherheit, jedoch infolge des großen Massenbedarfes für hohe Abschlußwerke nicht anzuwenden. Diese werden gewöhnlich in Mauerwerk aufgeführt. Damit sind aber bedeutende Herstellungskosten verbunden und zur Herabminderung derselben verwendet man vielfach Eisenbeton in den verschiedensten Konstruktionsarten. Für Höhen bis zu 30 m und bei mittelmäßigen Untergrundverhältnissen haben sich Steinschüttungen mit einer undurchlässigen Wand aus genietetem Stahlblech bewährt. Eine kurze Beschreibung findet dann das Abschlußwerk der „Biaschina“, welches aus einem wasserseitig 1:3 und talseitig 2:3 geböschten Damm aus Trockenmauerwerk besteht, welches durch eine wasserseitige Eisenbetondecke gegen das Wasser geschützt ist. Le ciment 1913. Nr. 5.

New sedimentation basin in Georgetown reservoir, District of Columbia water-supply. Eine zur Entschlammung des aufzuspeichernden Wassers errichtete, etwa 5 m hohe Eisenbetonwand von 230 m Länge, bei deren Herstellung die Zementkanone mit zur Anwendung kam, wird kurz beschrieben. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 16. — Desgl. Eng. Record 1913. Vol. 67. Nr. 12.

Moderne opere di difesa per le spiagge marine. Beschreibung der nach System de Muralt hergestellten Seeuferbauten in Holland, Helgoland und Frankreich. Mit Abb. Il Cemento 1913, Nr. 5 und Ann. soc. Ing. ed Arch. Ital. 1913, Nr. 7.

Port militaire de Brest. Construction de deux formes de radoub. Von M. M. Bezault, Ingénieur en chef, et Thévenot, Ingénieur des p. et ch. Die in einem Abstand von 90 m nebeneinander befindlichen Trockendocks weisen eine Länge von 250 m auf. Bei ihrer Ausführung kamen Caissons in Eisenbeton von 30 m Länge, 8 m Breite und 2 m lichter Höhe zur Anwendung, deren Beschreibung gegeben wird. Mit Abb. Annales des ponts et chaussées 1913. Nr. 2.

Talsperre bei Chemnitz. Kurze Beschreibung der neuen dritten Talsperre für die Wasserversorgung im oberen Lautenbachtale. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 55.

Le costruzione delle conche del canale di Panama. Die Herstellung der in Beton ausgeführten Schleusenkammern am Panamakanal. Der Aufsatz enthält sehr ausführliche Angaben über die Kosten des Steinschlagmaterials und über die großartigen Anlagen zum Bewegen der Betonmengen sowie der zu ihrer Herstellung verwendeten Zement-, Sand- und Steinmassen. Bis zu 300 cbm wurden stündlich verarbeitet. Mit Abb. Il cemento 1913. Nr. 9. Siehe auch L. 1913. Nr. 4.

Die Wasserkraftanlage Augst-Wyhlen. I. Das Stauwehr. Von Dipl.-Ing. G. Hunziker-Habich, Rheinfelden. In der ganz ausführlichen Beschreibung dieser großartigen Wasserkraftanlage werden auch eingehend die Gründungsarbeiten mit Eisenbetoncaissons und die Wehrbrücke in Eisenbeton behandelt. Viele Abbildungen. Schweizer. Bauztg. 1913. Nr. 13, 14 u. 15.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Concrete paving between car tracks in Birmingham. Mitteilungen über eine Betonstraße, bei der der Beton ohne weiteres sich an die Straßenbahngleise anschließt, ohne daß sich irgendwelche Mängel gezeigt haben. Mit Abb. Eng. Record 1913. Nr. 9.

Concret pavements-methods and cost of construction. Von Carl M. Boynton. Vorbedingung für die Haltbarkeit einer Betonstraße ist eine sorgfältig hergestellte Kiesunterlage. Unterschieden wird eine einfache Betonlage (one-course work) von rd. 18 cm Stärke und eine Doppellage (two-course work), bei welcher die untere 14 cm starke Betonschicht mit einer rd. 4 cm dicken Zementmörtelschicht überzogen wird. Eine Armierung empfiehlt sich bei breiten Straßen und schlechtem Untergrund. Mit Abbildungen und Kostangaben. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 6.

Neuer Unterbau in Eisenbeton für Straßenbahnen, System Gebr. Rank, D. R.-P. Nr. 254 452. Von Ing. G. Escher und E. Messerer,

München. Beschreibung eines neuen Schwellensystems, welches eine Vereinigung von Quer- und Längsschwellen darstellt und dadurch den Lockerungen der Unterlage durch die Stöße des Betriebes entgegenzuwirken sucht. Die Ausführung erfolgt dergestalt, daß zunächst die Querschwellen auf dem gewalzten Boden in Abständen von etwa 2 m verlegt werden. Nach Befestigung der Schienen werden die Längsschwellen hergestellt, die in Aussparungen der Querschwellen einbinden. Die auf einer Münchner Versuchsstrecke gemachten Erfahrungen lassen eine weitere Verbreitung dieses Systems erwarten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Nr. 7.

Die Rekonstruktion der Fundamente des Post- und Telegraphengebäudes in Bregenz. Von Ingenieur Mich. Heimbach, Hard bei Bregenz. Die in ihren Abmessungen zu schwach bemessenen Fundamente hatten für das Bauwerk bedenkliche Setzungen zur Folge. Die nachträgliche Durchführung von Probelastungen ergab, daß der durch das Gebäude mit 3–6 kg/cm² beanspruchte Baugrund nur mit 2,7–2,8 kg/cm² mit absoluter Sicherheit belastet werden konnte. Die erforderliche Fundamentverbreiterung erfolgte durch Ergänzung der fehlenden Fundamentflächen durch konsolenartige Eisenbetonplatten, die längs der Innen- und Außenmauern angeordnet sind. Ausführliche Beschreibung der interessanten Konstruktionen und ihrer Bauausführung, die durch eine Reihe photographischer Abbildungen und in Tafeln erläutert wird. Allgemeine Bauztg. 1913. Heft 2 (April).

Der Spreetunnel der Hoch- und Untergrundbahn in Berlin. Eingehende Schilderung der Bauausführung des in offener Baugrube hergestellten 110 m langen Tunnels, welcher als eine mit starker Eiseneinbettung verstärkte vierseitige Betonröhre mit Wand- und Deckenstärken von 1 m und einer Sohlenstärke von 1,3 m ausgebildet ist. Mit Abb. Zementblatt d. Bauverwaltung 1913. Nr. 43.

Monolithic construction of heavily reinforced, 17-foot circular aqueduct. Von Henry Wade Nelson, New York. Eingehende Beschreibung der Herstellung einer Wasserleitung in Eisenbeton. Mit Abb. Eng. Record 1913. Vol. 67. Nr. 18.

L'aqueduc de los Angeles. Die 378 km lange Wasserleitung, welche die Einöden Kaliforniens durchzieht, wird in ihrer Anlage kurz besprochen. Um die für den Bau erforderlichen großen Mengen Beton mit nicht zu großen Unkosten herstellen zu können, wurde eigens für dieses Bauwerk eine Portlandzementfabrik errichtet. Mit Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 5.

Studies of coefficient of friction in reinforced-concrete pipe, Umatilla pro-

ject, Oregon. Von Herbert D. Newell. Untersuchungen über den Reibungswiderstand in Eisenbetonrohren von 76 cm und 117 cm Durchmesser. Engineering News 1913. Vol. 69. Nr. 18.

Pumpwerk Alte Emscher. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf. Ausführliche Besprechung dieses interessanten

Bauwerkes mit zahlreichen Abbildungen. Beton u. Eisen 1913. Nr. 8 u. 9. — S. L. 1913. Nr. 5.

Le gallerie della ferrovia Adriatico-Sangritana. Beschreibung der Betonausführungen bei den Tunnelbauten der Bahnlinie Adriatico-Sangritana in Mittelitalien. Mit Abb. Il cemento 1913. Nr. 9.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Verwendung von Mischmörtel an Stelle reinen Zements.

Urteil des Reichsgerichts vom 2. Mai 1913.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. Felix Walther-Leipzig. (Nachdr., auch im Auszuge, verb.)

Die Firma H. in Breslau klagte gegen den Kaufmann K. daselbst auf Zahlung für Herstellung von Decken in dem Hause des K. Dieser behauptete, die Decken seien mangelhaft, weil nicht, wie garantiert, reiner Zement, sondern eine Mischung von Zementmörtel mit Kalk verwendet worden sei. Er verweigerte deshalb Zahlung und forderte Schadensersatz, da sein Hausgrundstück dadurch diskreditiert und der Verkaufswert herabgemindert worden sei. Außerdem machte er hilfsweise Minderung des Kaufpreises wegen der Mangelhaftigkeit geltend. Zu diesem Punkte sprach sich der 7. Zivilsenat des Reichsgerichts in folgender beachtlichen Weise aus: Da für die Tragfähigkeit gemauerter Zwischendecken der Güte des verwendeten Bindematerials naturgemäß eine erhebliche Bedeutung zukommt und reiner Zementmörtel von besserer Beschaffenheit als ein mit Kalk vermischter Zementmörtel ist, kann in der Zusage der Klägerin, zur Herstellung der Decken reinen Zementmörtel zu verwenden, die Zusicherung einer Eigenschaft ihrer Werkleistung gefunden und die tatsächliche Verwendung von Mischmörtel dahin beurteilt werden, daß den Decken eine zugesicherte Eigenschaft fehle. Man darf deshalb davon ausgehen, daß der Beklagte in Gemäßheit der §§ 633, 634, 472 BGB. berechtigt war, Minderung zu verlangen. Einer Fristbestimmung zur Nachbesserung bedurfte es nicht, da es unmöglich war, den Mischmörtel ohne Zerstörung der Decken, also des geleisteten Werkes selbst, zu beseitigen. Dem Rechte des Beklagten ist aber dadurch Genüge geschehen, daß die Klägerin schon im Laufe der ersten Instanz ihren Anspruch auf Werkvergütung um 271,80 M herabgemindert hat. Allerdings legt die Berechnungsweise des Sachverständigen, auf der die Ermäßigung der Werkvergütung besteht, die Frage nahe, ob dabei die Vorschrift des § 472 Abs. 1 BGB. gewahrt ist. Wenn der Sachverständige bei Begründung des Minderungsmaßstabes von 0,30 M

für das Quadratmeter berücksichtigte, wieviel die Klägerin durch Verwendung billigeren Materials und durch eine einfachere Ausführungsweise gegenüber den durch genaue Einhaltung der Vertragsvorschrift bedingten Aufwendungen erspart hat, so kann es den Anschein erhalten, daß er lediglich Rechnungsfaktoren für die Leistungen der Unternehmerin und nicht den Wert des hergestellten Werkes in dessen Verhältnissen zum Wert eines durchaus mangelfreien Werkes in Betracht gezogen habe. Aus dem gesamten Inhalte und Zusammenhange der Ausführungen des Sachverständigen ist jedoch zu entnehmen: der Sachverständige ist davon ausgegangen, daß die Verwendung von Mischmörtel die Tauglichkeit und insbesondere Tragfähigkeit der Decken nicht irgendwie wesentlich beeinträchtigt hat, eine Annahme, die durch die Ergebnisse der polizeilichen Probelastung ihre Bestätigung gefunden hat. Nach Auffassung des Sachverständigen hat die Verwendung von Mischmörtel ausschließlich den Wert der Decken und diesen auch nur insofern ungünstig beeinflusst, als tatsächlich nicht das anerkannt beste und zuverlässigste Bindemittel, das im Preise höher steht und umständlicher zu bearbeiten ist als Mischmörtel, Verwendung gefunden hat. Unter den obwaltenden Umständen hält der Sachverständige die von der Klägerin bei Verwendung von Mischmörtel statt reinen Zementmörtels erzielten Ersparnisse für einen ausreichend geeigneten und angemessenen Maßstab zur Ermittlung und Bestimmung des Mindeswertes der vertraglichen Werkleistung und schätzt die Minderung des Werkwertes auf 0,30 M für das Quadratmeter, weil sich jene von der Klägerin erzielten Ersparnisse so hoch stellen. Der Berechnung des Sachverständigen kann deshalb hier gefolgt und der danach von der Klageforderung abgesetzte Betrag als zutreffend anerkannt werden. Die Revision der Beklagten hatte deshalb keinen Erfolg. Richtiger und sicher erfolgreicher wäre der Beklagte gewesen, wenn er an Stelle der Minderung Wandlung gefordert hätte. Dann wäre möglicherweise die Verpflichtung des Unternehmers ausgesprochen worden, das hergestellte Werk zu beseitigen und den früheren Zustand wieder herzustellen. Unter dem Drucke dieser Verpflichtung

tung würde voraussichtlich die Klägerin zu größeren Zugeständnissen bereit gewesen sein. (Aktenzeichen VII. 123/13.)
S. K.

Billig und schlecht.

Ein Rechtsstreit über Zementverkauf.

Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom
25. Februar 1913.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. Felix Walther-Leipzig.
(Nachdr., auch im Auszug, verb.)

Innerhalb welcher Zeit ist die Rüge der Kleinhändler bei gekauftem Zement noch rechtzeitig? Enthält die Bezeichnung der Ware als „Portlandzement“ besondere Zusicherungen hinsichtlich der Bindekraft? Über diese beiden sehr interessanten Fragen handelt folgender Rechtsstreit, der besonders in Fachkreisen große Beachtung finden dürfte. Der Kaufmann B. hatte einen Posten Zement im Konkurs sehr billig zu 25 Pf den Sack gekauft. Der Zement stammte von einer renommierten Zementfabrik, von der er einige Monate zuvor an die in Konkurs geratene Firma geliefert worden war. B. hatte an den Baumaterialienhändler Bu., der neben seiner Gastwirtschaft einen Handel mit Baumaterialien im kleinen, ländlichen Verhältnissen entsprechenden Umfange betreibt, Baumaterialien, darunter auch von dem billig erstandenen Zement geliefert. Es kam zwischen beiden zur Klage, weil Bu. Zahlung des Kaufpreises für den Zement ablehnte, vielmehr Schadensersatz wegen Nichterfüllung forderte. Das Landgericht Hamburg verurteilte den Beklagten Bu., weil es die Mängelrüge aus § 377 HGB. für verspätet erachtete. Der Beklagte legte Berufung hiergegen ein, auf die der 2. Zivilsenat des Hanseatischen Oberlandesgerichts Hamburg u. a. ausführte: In der vom Kläger gegebenen Erklärung, der Zement stamme von einer Auktion, er sei aber noch gut, lag eine vertragliche Zusicherung des Klägers, daß der Zement die ihm normalerweise zukommenden Eigenschaften noch nicht eingebüßt hatte. Der Kläger muß daher auch dafür einstehen, daß die Eigenschaft der Bindekraft der Ware beim Gefahrübergang, der durch Versendung der Ware von Hamburg nach J. erfolgte, vorhanden war. Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme ist aber festzustellen, daß diese Zusicherung in Ansehung der Bindekraft nicht erfüllt ist. Allerdings kann der Beklagte Nichterfüllungsschaden nur verlangen, wenn er den Mangel nach § 377 HGB. rechtzeitig gerügt hat. Denn er ist Kaufmann im Sinne des § 1, Abs. 2, Ziffer 1 HGB. Er handelt gewerbsmäßig mit Baumaterialien, die er zum Zwecke des Weiterverkaufes anschafft. Der Beklagte hat nun sofort, nachdem er von seinem Abnehmer K. auf die Mangelhaftigkeit des Zementes aufmerksam gemacht war, telephonisch, telegraphisch und mit Einschreibebrief dem Kläger den Mangel angezeigt. Allerdings waren hier seit Empfang der Ware etwa 4 Wochen verstrichen, indessen wäre diese Frist nur dann als unzulässig lang anzusehen, wenn der Beklagte selbst in dem Zustand gewesen wäre, schon früher eine ordnungsmäßige Untersuchung vorzunehmen. Das war er nicht. Das Berufungsgericht nimmt auf Grund des Gutachtens des Kgl. Materialprüfungsamtes an, daß dem Beklagten eine Versäumung der Rügefrist des § 377 HGB. nicht zur Last fällt. Denn das Amt sagt: „Für den Beklagten war es nicht tunlich, durch eine sogenannte Kuchenprobe eine Untersuchung des ihm vom Kläger gelieferten Zementes auf Bindekraft vorzunehmen. Die Prüfung auf Abbinden läßt sich wohl auf einfache Weise mit Hilfe der Kuchenprobe ausführen, die Ermittlung der Bindekraft — Festigkeit — ermöglicht sich jedoch nur unter Anwendung von Hilfsmitteln, die einem Händler im allgemeinen nicht zu Gebote stehen.“ Es handelt sich im vorliegenden Rechtsstreite aber nicht um das Abbinden,

sondern um die Bindekraft; gerade deren Mangel war es, aus dem das K.sche Mauerwerk wieder abgerissen werden mußte. Es konnte also der Beklagte, der als Händler, zumal auf dem Lande und in kleinen Verhältnissen, die Eigenschaft der Ware in der Richtung der Bindekraft nicht untersuchen. Er mußte abwarten, bis sich bei den Bauten ein Mangel dieser Bindekraft gezeigt hatte. Eine Verpflichtung des Beklagten, sich ohne zuvorige Anzeige davon zu überzeugen, ob nicht der von ihm gelieferte Zement einen schlechten Mörtel geliefert habe, läßt sich nicht anerkennen, es muß genügen, wenn der Beklagte von solchem Mangel in Kenntnis gesetzt nunmehr die Mängelrüge bei seinem Verkäufer sofort anbringt. Das ist hier geschehen. Auf wesentlich gleichem Standpunkt steht auch das Oberlandesgericht Karlsruhe. Damit sind die rechtlichen und tatsächlichen Voraussetzungen für den vom Beklagten geforderten Schadensersatz wegen Nichterfüllung aus den §§ 459, 463 BGB. dargetan. Nicht anerkannt werden kann es aber, wenn der Beklagte hier einen Schadensersatzanspruch geltend macht, den sein Abnehmer K. ihm gegenüber erhebt. Allerdings schreibt sich K. einen solchen Anspruch zu. Wenn der Beklagte aber, wie er sagt, den Zement als „Portlandzement“ weiter verkauft hat, ohne daß er irgendwelche ausdrückliche Zusicherung dabei gegeben hat, so liegt in dem Verkaufe unter solcher Bezeichnung nicht die Zusicherung im Sinne des § 459, Abs. 2 BGB., daß der Zement die erforderliche Bindekraft besitze. Allerdings unterscheidet sich der Portlandzement von anderen Zementarten durch eine gewisse Zusammensetzung. Er wird von den bekannten preussischen Normen definiert als ein Produkt, entstanden durch Brennen einer innigen Mischung von kalk- und tonhaltigen Materialien bis zur Sinterung und durch darauf folgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit. Will man in der Bezeichnung der Ware als Portlandzement überhaupt eine vertragliche Zusicherung im Sinne des Absatzes 2 des § 459 BGB. erblicken, dann beschränkt sich diese doch darauf, daß der Verkäufer dafür einzustehen hat, daß die Ware in der beschriebenen Weise hergestellt und zusammengesetzt ist. Daß aber der Zement in diesem Sinne Portlandzement war, das ist unbedenklich anzunehmen. Es liegt auch auf der Hand, daß die bloße Bezeichnung „Portlandzement“ nicht auch die Zusicherung (Garantie) der Bindekraft in sich schließt, denn die Bindekraft ist eine Eigenschaft, die nicht nur dem Portlandzement, sondern jedem Zement selbstverständlich innewohnen muß. Die Haftung des Verkäufers von „Portlandzement“ beschränkt sich, falls nicht Arglist oder Fahrlässigkeit oder ausdrückliche Garantieübernahme (Zusicherung) der Bindekraft vorliegt, was alles hier nicht der Fall ist, auf die Gewährleistung des Satzes 1 des § 459 in Verbindung mit § 462 BGB.: der Käufer kann bei fehlender Bindekraft nur Wandlung oder Minderung beanspruchen, daneben nach § 480 BGB. Nachlieferung einer mangelfreien Ware. — Unter Berücksichtigung dieser Umstände berechnete das Berufungsgericht die Gegenforderung des Beklagten wie folgt: Nicht zu bezahlender Kaufpreis für den mangelhaften Zement, Lagergeld für dessen Einlagerung bei ihm, Ausladekosten, entgangener Gewinn. Mit dieser Gegenforderung erachtete es den Beklagten zur Aufrechnung für berechtigt und wies insoweit die Klage ab. Weitere Schadensersatzansprüche hat der Beklagte nicht. (Aktenzeichen: Bf. II. 57/10.)
S. K.

Der Arbeitsmarkt im Baugewerbe.

Die Ungunst der allgemeinen Lage des deutschen Arbeitsmarktes findet ihre Erklärung hauptsächlich in der schlechten Baukonjunktur. Vom Arbeitsmarkt der verschiedenen Gruppen der Bauarbeiter greift die Depression natürlich auch auf den Arbeitsmarkt zahlreicher anderer Gewerbe über. Besonders stark werden die Klempnerei,

das Schlosser-, Holz- und Malergewerbe, die Gärtnerei, Baustoffindustrie, verschiedene Zweige des Transportgewerbes und vor allem der Arbeitsmarkt der ungelerten Arbeiter in Mitleidschaft gezogen. Die Bausaison 1913 hat anscheinend zunächst noch schlechter eingesetzt wie die vorjährige, obwohl nicht zu leugnen ist, daß sich hier und da Anzeichen einer leichten Besserung in den kommenden Monaten bemerkbar machen. In den Monaten April und Mai der Jahre 1906 bis 1913 kamen auf je 100 offene Stellen für Bauarbeiter durchschnittlich Arbeitssuchende:

Jahr	April	Mai	Jahr	April	Mai
1906 . .	116,2	108,97	1910 . .	146,8	182,9
1907 . .	110,26	108,67	1911 . .	128,9	116,3
1908 . .	159,9	151,0	1912 . .	144,4	143,3
1909 . .	126,4	112,2	1913 . .	198,2	212,3

Demnach ist die Situation im laufenden Jahre weit ungünstiger als in den Jahren 1908, 1910 und 1912, die sich ebenfalls durch eine starke Belastung des Arbeitsmarktes auszeichnen. Die Betrachtung der Arbeitsmarktlage in den verschiedenen Landesteilen lehrt, daß es in der Hauptsache der spekulative Wohnungsbau in den Städten ist, der völlig darniederliegt. In mehreren vorwiegend ländlichen Bezirken sowie auch in einigen Industriezentren wird noch ziemlich flott gebaut. Hier bestimmt eben hauptsächlich der Bedarf das Tempo der Baukonjunktur, während am städtischen Bauplatz neben der Lage des Wohnungsmarktes vor allem die Geldmarktverhältnisse von großem Einfluß sind. In den

preußischen Landesteilen kamen am Arbeitsmarkt des Baugewerbes auf je 100 offene Stellen durchschnittlich Bewerber:

	1912		1913	
	April	Mai	April	Mai
Ost- und Westpreußen . .	263,8	233,3	248,5	172,5
Berlin und Brandenburg . .	215,0	290,6	359,0	363,3
Pommern	81,1	131,5	100,0	37,1
Posen	121,7	119,2	213,4	167,3
Schlesien	305,5	288,7	263,4	477,6
Sachsen	144,8	117,6	166,7	158,6
Schleswig-Holstein	135,2	106,5	254,3	127,7
Westfalen	142,1	110,3	99,6	97,9
Hessen-Nassau	104,4	148,9	156,8	241,8
Rheinland	137,7	145,5	122,1	137,2
Hannover	99,7	119,0	110,3	152,7

Für die wichtigeren außerpreußischen Landesteile wurden folgende Andrangsziffern berechnet:

	1912		1913	
	April	Mai	April	Mai
Bayern	142,3	131,1	209,1	216,8
Königreich Sachsen	95,9	108,5	150,5	225,6
Württemberg	93,8	84,5	204,1	127,8
Baden	108,3	108,6	155,0	135,9
Hessen	134,2	121,6	123,3	135,4
Elsaß-Lothringen	180,0	185,9	232,8	189,3

Der ungünstigen Lage des Arbeitsmarktes im Baugewerbe entspricht natürlich — besonders in den Großstädten — eine abnorm hohe Arbeitslosigkeit. R. C. 5.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zum Nachfolger des Geh. Hofrats Mehrtens an der Technischen Hochschule in Dresden ist Herr Dr.-Ing. W. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, ernannt worden.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

57a. V. 10 972. Feuerschutzvorrichtung für Kinematographen, bei der das Reißen des Bildbandes oder das Sinken der Drehgeschwindigkeit unter ein bestimmtes Maß das Ausschalten des Antriebsmotors und das Einschalten der Saalbeleuchtung zur Folge hat. Hugo Voß, Bingen a. R., Nahe-Kai 4. 17. 7. 12.

57b. S. 24 954. Verfahren zur Herstellung farbig rastrierter Flächen. Dr. John Henry Smith, La Garenne-Colombes, Frankreich; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 9. 8. 06.

57c. G. 37 878. Lichtpausapparat mit eine feststehende Lichtquelle umschließendem, an dieser entlang heb- und senkbarem lichtdurchlässigen Mantel. Adolf Friedrich Gerdes, Berlin, Friedrichstraße 233. 14. 11. 12.

57a. B. 59 799. Stativ für photographische Apparate nebst Beleuchtungsvorrichtungen. Kirik Bielynski, St. Petersburg; Vertr.: H. Licht u. E. Liebing, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 11. 13. 8. 10.

57b. J. 15 447. Verfahren zur Herstellung farbiger Lichtbilder durch Ausbleichen. Dr. Alexander Just, Budapest; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Pat.-Anw. Berlin SW. 11. 12. 2. 13.

57a. N. 13 362. Rollkamera mit Vorrichtung zum Ausgleiche der Höhendifferenz zwischen Objektträgerlaufbahn und unterer Kante der Kamera, August Nagel, Stuttgart, Seyffertstr. 65. 23. 5. 12.

57b. S. 37 147. Verfahren zur Herstellung von Ausbleichschichten für Mehrfarbenphotographie, die schon sensibilisiert sind, oder erst vor dem Gebrauch sensibilisiert werden. Jan Szczepanik, Tarnow, Galiz., u. Franz Habrich, Hagen i. W.; Vertr.: N. Meurer, Pat.-Anw., Köln u. Franz Habrich, Hagen i. W. 9. 9. 12.

57d. N. 13 950. Verfahren zum Ätzen von Pigmentübertragungen auf Kupferwalzen. Dr. August Nefgen, Siegburg. 4. 1. 13.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

57a. 549 946. Gestell mit an den unteren Enden der Seitenständer angeordnetem, auf- und abwickelbarem Hintergrund. Christian Grandel, Triebes. 27. 3. 13. G. 32 936.

57a. 550 510. Plattenmagazin für photographische Apparate. Hans von der Wehl, Leipzig-Schleußig, Brockhausstraße 22. 7. 4. 13. W. 39 696.

57a. 550 552. Auslösevorrichtung an photographischen Apparaten. Friedrich Rönsch, Dresden, Ermelstr. 7. 3. 1. 13. R. 34 799.

57c. 550 194. Kopierrahmen. Gerhard Vinnemeier, Claremore, Oklahoma, V. St. A.; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 11. 27. 3. 13. V. 11 105.

37a. 550 319. Eisenarmierte Kunststeinwand, welche aus kleinen Formstücken zusammengesetzt ist. Ernst Priebusch, Neukirchen b. Chemnitz. 14. 1. 13. P. 22 846.

37b. 549 678. I-förmiger Eisenbetonbalken mit Druckverteilungsfalzen. Gottfried Amolsch, Karlsruhe i. B., Sofienstr. 166. 1. 4. 13. A. 20 324.

- 37a. 550 461. Hohlstein zur Herstellung einer Eisenbeton Plattenbalkendecke mit ebener Untersicht. Otto Hartmann, Berlin - Steglitz, Herderstr. 24. 28. 12. 11. H. 54 061.
- 80b. E. 17 311. Verfahren der Herstellung von Schlacken- zement: Zus. p. Pat. 250 433. Julius Elsner, Berlin-Friedenau, Kaiserallee 74. 6. 9. 11.
- 80c. M. 46 905. Mit Dampf heizbarer Kessel, dessen Wandungen aus gewundenen Rohren hergestellt sind. Ernst Mallmann, Niederlahnstein. 2. 2. 12.
- 37b. 549 168. Mauerdübel aus Beton mit einem Füllkörper aus Holz. Hugo Fethke, Danzig, Ankerschmiedegasse 24. 15. 3. 13. F. 28 714.
- 37a. 548 996. Eisenbetondecke. Florus Petzold u. Rudolf Fritz, Leipzig, Neustädterstr. 11. 3. 4. 12. F. 26 672.
- 37a. 551 539. Zwischendecke zwischen Holzbalken aus tragfähigen Beton- oder Kunststeinplatten. Wilhelm Funk, Wiesbaden, Gustav Adolfstr. 4. 14. 4. 13. F. 29 026.
- 37d. 551 571. Zementbeton-Einfassung für Fenster als Ersatz für Holzeinfassung. Auguste Longwitz, Schedlischen b. Lötzen. 22. 3. 13. L. 31 544.
- 37b. 551 214. Betonstützenverbindungsklammer. Hermann Werth, Dortmund, Münsterstr. 155. 10. 4. 13. W. 39 751.
- 37b. 551 267. Eisenarmierte Kettenwand zur Einfriedigung von Grundstücken, bestehend aus Betonpfosten und freitragenden Zwischenfeldern aus Zementplatten. E. Hänsel & Müller, Halle a. S. 1. 4. 13. H. 60 328.
- 37e. 551 147. Lehrgerüsthalter für Betondecken. Johan Nielsen, Hamburg, Hammerlandstr. 211. 11. 4. 13. N. 13 073.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Aufgaben aus der Technischen Mechanik. Von Ferd. Wittenbauer, o. ö. Prof. a. d. k. k. techn. Hochschule in Graz. II. Bd. Festigkeitslehre. 591 Aufgaben nebst Lösungen und einer Formelsammlung. Zweite verbesserte Auflage. 490 Textfiguren. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer. M. 6,—, geb. M. 6,80.

Die vorliegende inhaltreiche und technisch wertvolle Aufgabensammlung, die in zweiter Auflage erscheint, verdient die besondere Beachtung des Bauingenieurs, da sie unmittelbar in Anlehnung an dessen praktische Bedürfnisse verfaßt ist und demgemäß auch viele Beispiele unmittelbar aus der technischen Zeitschriftenliteratur enthält. Der Wunsch des Verfassers, gerade hierdurch die Studierenden zu frühzeitiger Benutzung ihrer Zeitschriften anzuregen und so ihr Interesse für die Bedürfnisse und Anforderungen der Praxis zu beleben, muß vom pädagogischen wie rein fachlichen Standpunkte als ebenso berechtigt wie in seiner Erfüllung notwendig bezeichnet werden.

Die Aufgaben erstrecken sich zunächst allgemein auf Spannungen und Formänderungen, alsdann auf die wichtigsten Spannungsarten, einfache und zusammengesetzte, auf Querschnitte aus ungleich elastisch wirkenden Stoffen zusammengesetzt, alsdann auf besondere vorwiegend dem Eisenhochbau entnommene Aufgaben, weiterhin auf solche, welche mit dem Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit zu behandeln sind, ferner auf gekrümmte Stäbe, Federn, elastisch wirksame Ringe, Bogenträger und endlich auf Spannungsermittlungen in bewehrten Körpern, auf Stoßfestigkeit und Schwingungen. Die gewonnenen, sehr übersichtlichen Lösungen sind, soweit erreichbar, mit geringstem Aufwande mathematischer Rechnung durchgeführt und stellen in ihrer Gesamtheit ein in hohem Grade praktisches Lehrbuch für die Anwendung der Festigkeitslehre auf Beispiele der Praxis dar.

Das Buch kann allen Bauingenieuren bestens empfohlen werden, und zwar in gleicher Weise beim Hochschulstudium als auch im praktischen Betriebe.

Professor M. Foerster.

Die Hänge- und Sprengwerke und ihre Einflußlinien. Von Dr. techn. Otto Seyller, o. ö. Professor an der k. k. montanistischen Hochschule in Leoben. Mit 31 Abbildungen im Text und 32 Tafeln. Verlag von Ludwig Nüßler, k. k. montanistische Hochschule-Buchhandlung, Leoben, 1913.

In den meisten Lehrbüchern der Statik nimmt die Untersuchung von Tragwerken aus Holz einen Raum ein, der keinesfalls der Bedeutung dieses Baustoffes entspricht. Als ein erfreulicher Fortschritt muß es daher bezeichnet werden, wenn sich die Forschung neuerdings auch denjenigen Konstruktionen widmet, deren Untersuchung zwar zu weniger dankbaren Aufgaben als die Berechnung von Bauten aus Eisen, Stein und Eisenbeton führt, deren Ergebnisse jedoch die gleiche Beachtung zukommt. Die neue Arbeit von Dr. Seyller bringt einen sehr wertvollen Beitrag zur Theorie der Hänge- und Sprengwerke. Mit der Untersuchung dieser Gebilde haben sich bereits Fränkel, Melan, Müller-Breslau, Hoch, S. Müller befaßt. Es fehlte jedoch an einem Buch, welches dem einfachen Praktiker die Möglichkeit gibt, ohne beträchtlichen Aufwand an theoretischen Kenntnissen und Rechenarbeit, jeden einzelnen Fall solcher Tragwerke rasch untersuchen und beurteilen zu können. Das vorliegende Werk lehnt sich an die bekannten Veröffentlichungen von Müller-Breslau an, es behandelt in systematischer und übersichtlicher Form sowohl die symmetrischen als auch die unsymmetrischen einfachen, doppelten und vierfachen Hänge- und Sprengwerke. Der Gang der Untersuchung wird für mittelbare und unmittelbare Lastübertragung gezeigt und an zahlreichen, mit großer Sorgfalt durchgeführten Beispielen erläutert. Dem Buche sind mehrere Tabellen und Tafeln zugefügt, in denen die Einflußlinien der Stützkräfte und Biegemomente im Streckbalken für verschiedene Feldlängenverhältnisse errechnet und dargestellt sind. Ein besonderer Abschnitt ist den mehrfeldrigen symmetrischen Hänge- und Sprengwerken mit Spannriegeln und Sprengwerken ohne Spannriegel gewidmet. Die Behandlung dieser schwierigen Fälle zeichnet sich auch durch Einfachheit und Geschicklichkeit aus. Eine allgemeine Verbreitung und Beachtung ist diesem guten Buche zu wünschen.

Dr. H. Marcus.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

B. Böhm und E. John, Widerstandsmomente, Tragheitsmomente und Gewichte von Blechträgern. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Berlin 1913, Verlag von Julius Springer. Preis geb. M. 12,—.

Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Veranschlagen von Eisenbetonbauten. Grundlagen für den Entwurf und für die Kostenberechnung von Tief- und Hochbauten. Mit mehreren der Praxis entnommenen Beispielen. Mit 28 Abbildungen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1913. Preis geh. M. 3,60, geb. M. 4,—.

Geh. Hofrat Prof. M. Möller und Dipl.-Ing. M. Brunnchorst. Wahl des Größenwertes der Elastizitätsverhältniszahlen für die Berechnung von Eisenbetonträgern. Mit 2 Textabbildungen. Preis geh. M. 1,—. Heft 25 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Esselborn. Lehrbuch des Hochbaues. Band I. Zweite, stark vermehrte Auflage. Mit über 2500 Abbildungen und ausführlichem Sachregister. Preis geh. M. 36,—, geb. 37,—. Verlag Wilhelm Engelmann 1913, Leipzig.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.